



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DISEÑADA POR EL MÉTODO BASADO EN FUERZAS, SEGÚN LOS REQUISITOS DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10.

EDIFICACIÓN CON PRESENCIA DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA POR ASIMETRÍA EN LOCALIZACIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES CASO DE ESTUDIO.

**CRISTIAN CAMILO ÁNGEL JIMÉNEZ
MIGUEL ÁNGEL DAVID VÁSQUEZ TURRIAGO**

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería
Medellín, Colombia
Noviembre, 2019



Evaluación del desempeño sísmico de una edificación diseñada por el método diseño basado en fuerzas según los requisitos del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

Edificación con presencia de irregularidad torsional extrema por asimetría en localización de muros estructurales. Caso de estudio.

Cristian Camilo Ángel Jiménez
Miguel Ángel David Vásquez Turriago

Monografía presentada como requisito parcial para optar al título de: especialista en estructuras.

Asesor:

Romis Fernando Vides Peña

Ingeniero civil, *Msc.*

Universidad de Antioquia

Facultad de ingeniería

Medellín, Colombia

2019

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
OBJETIVO GENERAL	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
ALCANCE.....	4
MARCO TEÓRICO.....	5
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (“PUSHOVER”).....	9
REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA CAPACIDAD.....	11
DEMANDA SÍSMICA Y DESEMPEÑO.....	13
PUNTO DE DESEMPEÑO	14
MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD.....	14
CASO DE ESTUDIO.....	16
DESCRIPCIÓN DEL CASO	16
CONSIDERACIONES DEL MODELO	18
PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN	19
CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	20
SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS	23
PUSHOVER.....	24
CONSIDERACIONES PUSHOVER	24

PROPIEDADES NO LINEALES DEL MATERIAL	25
ANALISIS DE RESULTADOS	26
PUNTO DE DESEMPEÑO	31
TORSIÓN	33
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	34
BIBLIOGRAFÍA.....	36
APÉNDICE	38
SOFTWARE MIDAS GEN	38
COMBINACIONES DE CARGA.....	38
DISEÑO DE VIGAS	39
DISEÑO DE COLUMNAS	42

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN	19
TABLA 2. PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL	20
TABLA 3. PRIMERO DOS PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA	21
TABLA 4. RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EJE PRINCIPAL Y	30
TABLA 5. RESUMEN DE LA FORMACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EJE PRINCIPAL X	30

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. ILUSTRACIÓN DEL DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO RECOMENDADO PARA ESTRUCTURAS CON PÓRTICOS Y MUROS. FUENTE: (SULLIVAN ET AL, 2006).....	9
FIGURA 2 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER. FUENTE: (BONETT ,2003).	10
FIGURA 3. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD. FUENTE: (SAFINA, 2003)	12
FIGURA 4. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO RECOMENDADO. FUENTE: (SEAOC, 1995)	14
FIGURA 5. ESPECTRO DE CAPACIDAD. FUNETE: (SAFINA MELONE, 2003).....	15
FIGURA 6. ISOMÉTRICO DE LA ESTRUCTURA. FUENTE: CASO DE ESTUDIO.....	16
FIGURA 7. CONFIGURACIONES TÍPICAS PLATA ESTRUCTURAL. FUENTE: ESTE ESTUDIO ..	17
FIGURA 8. PRIMEROS TRES MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	22
FIGURA 9. SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	24
FIGURA 10. DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA CONSIDERADO.....	25
FIGURA 11. ÚLTIMA RÓTULA PLÁSTICA PARA SEGURIDAD A LA VIDA- EJE PRINCIPAL Y .	26
FIGURA 12. ÚLTIMA RÓTULA PLÁSTICA PARA SEGURIDAD A LA VIDA – EJE PRINCIPAL X	27
FIGURA 13. CURVA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA– CARGA APLICADA EN LA DIRECCIÓN PRINCIPAL Y	28
FIGURA 14. CURVA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA – CARGA APLICADA EN LA DIRECCIÓN PRINCIPAL X.....	29
FIGURA 15. PUNTO DE DESEMPEÑO - EJE PRINCIPAL Y.....	32
FIGURA 16. PUNTO DE DESEMPEÑO EJE PRINCIPAL X.....	32

GLOSARIO

Amenaza sísmica: Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso predeterminado.

Análisis dinámico elástico: Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo, en el cual las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

Análisis dinámico inelástico: Tipo de análisis dinámico en el cual se tiene en cuenta que las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura pueden salirse del rango de respuesta lineal y entrar en el rango de respuesta inelástica.

Capacidad de disipación de energía: Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0 , el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía R ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$). El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).

Capacidad de rotación de la sección: Es la capacidad que tiene una sección de un elemento estructural de admitir rotaciones en el rango inelástico sin perder su capacidad de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación.

Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 : Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

Coefficiente de capacidad de disipación de energía, R : Coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado, ϕ_a , irregularidad en planta, ϕ_p , y a ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r . ($R = \phi_a\phi_p\phi_rR_0$).

Efectos P-Delta: Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Torsión de piso: Proviene de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso.

Histéresis: Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Índice de deriva: Es la deriva del piso dividida por la altura del mismo.

Sistema combinado: Es un sistema estructural en el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico, resistente a momentos o no, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.

Punto de Control: Un punto utilizado para indexar el desplazamiento lateral de la estructura en un análisis no lineal estático.

Curva de Capacidad: Un gráfico de la fuerza lateral total V_f confrontada contra el desplazamiento lateral del punto de control, tal como se determina en un análisis no lineal estático.

Desplazamiento de fluencia efectivo: El desplazamiento del punto de control en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad.

Plastificación progresiva: Método de análisis no lineal estático conocido en inglés con el nombre de “push-over”.

RESUMEN

La incertidumbre del comportamiento de las edificaciones ante los eventos sísmicos ha incentivado al mejoramiento de metodologías de análisis y diseño estructural, con la finalidad de representar adecuadamente el desempeño estructural. Paulatinamente, a nivel mundial se han implementado las metodologías basadas en desempeño y el análisis estático de plastificación progresiva (push-over) en estructuras regulares, puesto que aún no se tiene plena certeza para estructuras con irregularidades. El presente trabajo de monografía pretende ilustrar y esclarecer conceptos respaldado en una exhaustiva revisión bibliográfica, a través del caso de estudio de una edificación con presencia de irregularidad torsional extrema por asimetría en localización de muros estructurales, diseñada conforme a las especificaciones técnicas establecidas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, donde se analizan los efectos torsionales de la estructura y se realizan comparaciones de ductilidades encontradas por análisis estáticos no lineales.

Después realizar los análisis se encontró que, al comparar el coeficiente de disipación de energía adoptado para el diseño, según el Reglamento NSR-10, $R=4.0$, con respecto a lo encontrado en los análisis estáticos de plastificación progresiva, se obtuvo una ductilidad un 23% inferior en dirección principal Y , y un 45% para la dirección X . Se cree que estos valores, que son menores que los asumidos, son más razonables, debido a que se tuvieron en cuenta los efectos torsionales generados por la asimetría de muros estructurales.

Palabras clave: Torsión, Push-over y Desempeño estructural.

ABSTRACT

Aimed to have a better representation of buildings performance and due to uncertainty on buildings behavior during earthquake, improvement on analysis and structural design methodologies have been done during the last decades. Methodologies based on performance and push – over analysis on regular structures have been used lately worldwide, but not on irregular structures, since there is no certainty about applicability of these methods on that kind of structures. This work presents the results of an investigation aimed to compare the ductility obtained from a push – over analysis whit that suggested for “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente” (NSR10), for a building whit a severe torsional irregularity caused by an asymmetric distribution on structural walls. The determination of the performance point of the structure is as well a target of this work and to do so, an exhaustive literature review has been done. The findings of this investigation show an important difference between the coefficient of seismic energy dissipation suggested by NSR10 and the ones obtained from the push – over analysis done by the authors. From the push over analysis a ductility 45% and 23% less than that one suggested by NSR10 was obtained for X and Y directions, respectively. These values are more objective, to the eyes of the authors, given the severe torsional irregularities of the building were taken into account.

Keywords: Torsion, Push-over, Structural Performance.

INTRODUCCIÓN

El comportamiento inadecuado e inesperado de algunas estructuras durante la ocurrencia de eventos sísmicos recientes genera cada vez más preocupación dentro de la comunidad ingenieril. Esta situación, en donde se han identificado resultados nocivos asociados a efectos torsionales, ha impulsado a cuestionar y tratar mejorar cada vez más las metodologías de análisis y diseño sísmico de dichas estructuras con el objetivo principal de garantizar un desempeño sísmico satisfactorio.

En el caso particular de los efectos torsionales, como los que se producen por distribuciones asimétricas en planta, éstos pueden inducir fallas locales por cortante, las cuales son frágiles y deben evitarse. Para lograr esto, normalmente se busca, desde el planteamiento estructural, el uso de edificaciones con geometrías sencillas que favorezcan el comportamiento de éstas en situaciones sísmicas. Sin embargo, es común que los ingenieros opten por disponer uno o dos muros para controlar las derivas de piso, aunque ello implique una asimetría en planta que reduzca la ductilidad de la estructura.

En la actualidad, existen diferentes metodologías y enfoques para la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño de una estructura. Uno de ellos, que es la que se ha implementado por muchos años en estándares nacionales e internacionales, es el llamado Diseño Basado en Fuerzas [FBD, por sus siglas en inglés]. En esta metodología, que ha sido bastante objetada por presentar inconsistencias notables en su concepción, las fuerzas sísmicas, que son de tipo inercial, se estiman a partir de propiedades elásticas de la estructura y se utilizan coeficientes de cuestionable procedencia para caracterizar la respuesta inelástica esperada de ésta, que se asocia, principalmente, a la resistencia que pueda proveerse en la etapa de diseño. En contraste, el desarrollo de metodologías más robustas y consistentes, que se han denominado metodologías de Diseño Sísmico Basado en Desempeño [PBD, por sus siglas en inglés], se ha enfocado en generar procedimientos que permitan predecir y garantizar un comportamiento sísmico adecuado de las estructuras a través de métricas de desempeño mucho más coherentes con el comportamiento deseado y esperado de las estructuras (por ejemplo, deformaciones en vez de resistencia).

Paulatinamente, diferentes países han incorporado metodologías del marco de PBD. Uno de los más destacados en la actualidad es el Diseño Directo Basado en Desplazamientos [DDBD], que fue concebido por Moehle, 1992 y Priestley en 1998. Esta metodología caracteriza la estructura a partir de un nivel de viscosidad de amortiguamiento que representa la amortiguación elástica y la energía histerética disipada durante el rango plástico, así como una rigidez efectiva para un desplazamiento determinado (a diferencia del FBD, que caracteriza la estructura en términos de elasticidad y propiedades tales como la rigidez y el amortiguamiento elástico).

En Colombia, el desarrollo y actualización de las normas sismo resistentes se dieron como consecuencia a los daños a casusa de los terremotos en Popayán de 1983 y en Armenia de 1998. Sin embargo, el vigente Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, adapta la reglamentación internacional y algunas investigaciones nacionales, pero no se detallaron en este código metodologías basadas en desempeño.

El Reglamento Colombiano únicamente exige, en términos de torsión, la verificación de coeficientes de reducción para la capacidad de disipación de energía (R), siendo el caso de la torsión extrema el 80%. Este planteamiento del Reglamento NSR-10 subestima en muchos casos, el efecto de la torsión global y local en la ductilidad de la edificación o los elementos estructurales. De igual forma, no existen verificaciones locales de ductilidad en elementos afectados por la torsión.

La presente investigación pretende evaluar, en forma simplificada, algunos criterios con respecto a la torsión contenidos en el Reglamento NSR-10, dando algunas recomendaciones sobre las suposiciones iniciales dadas por la normatividad mencionada.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Evaluar la ductilidad y resistencia del método basado en fuerzas según los requisitos establecidos en el actual reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el punto de desempeño de la estructura y su ductilidad mediante un análisis estático no lineal.
- Verificar el cortante basal y los desplazamientos para el desempeño de seguridad a la vida.
- Analizar directamente el efecto de la torsión en el desempeño de la estructura.

ALCANCE

Este estudio analiza la influencia la torsión en la respuesta elástica e inelástica de la estructura de una edificación en caso de estudio de uso residencial con 8 niveles, con 14 metros de frente por 28 metros de fondo, que es diseñada de acuerdo con los requisitos del Reglamento NSR-10 y es representativa de la ciudad de Medellín. Se plantea una estructura combinada, con muros y pórticos, de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) e irregularidad torsional en planta inducida por la disposición de un muro en la periferia de la edificación. La estructura se supone empotrada en la base, con condiciones de sitio correspondientes al perfil de suelo tipo D, según lo establecido en el Reglamento NSR-10. La limitación se deriva de la altura del 1% máxima de piso. Se consideran secciones fisuradas, se multiplican las derivas por 0.7 antes de realizar la comparación con el 1%, tal como se permite en el numeral A.6.4.1.1 del Reglamento NSR-10.

MARCO TEÓRICO

El comportamiento sísmico de las edificaciones combinadas de muros y pórticos de concreto reforzado han demostrado una ventaja considerable con relación a las estructuras con uno solo de estos sistemas estructurales, las compuestas por vigas y columnas y las conformadas por muros estructurales. Esto se debe a la forma en que ambos sistemas se comportan ante solicitaciones horizontales, pues el sistema aporticado tiende a presentar grandes deformaciones en los pisos inferiores (aproximadamente en el 30% de la altura de la edificación) y los muros en los pisos superiores (por su comportamiento como elemento en voladizo). La combinación de estos sistemas favorece de forma considerable el control de la deformación de la estructura en su totalidad. Es normal, entonces, que su uso sea cada vez más extendido y que por ende resulte necesario ampliar el conocimiento ingenieril sobre este tipo de sistemas. Esta combinación de sistemas estructurales también ha sido objeto de estudio por parte de investigadores y académicos del diseño estructural, incluyendo en estas investigaciones análisis no lineales y metodologías basadas en desempeño, aunque, por el momento, no se establecen metodologías definitivas o leyes para este tipo de estructuras.

Existen problemas de planteamiento, dimensionamiento, análisis y diseño que siguen en investigación. Uno de los consensos en sistemas estructurales combinados es que una inadecuada disposición de los elementos de mayor rigidez puede generar efectos adversos, tal como lo es la torsión de piso.

El estudio de los efectos torsionales en edificaciones con irregularidades se remonta a finales de los años 50, debido a la necesidad de esclarecer el comportamiento sísmico ante efectos torsionales, originados por un sismo debido a la disposición asimétrica de elementos sismo resistentes o distribución de masas y por los movimientos torsionales en el suelo causado por el paso de ondas sísmicas (Anagnostopoulos, 2014).

El historial de catástrofes debido a terremotos a nivel mundial ha demostrado que las estructuras que se ven gravemente afectadas son aquellas que poseen irregularidades en su configuración estructural o distribuciones asimétricas de masa y rigidez, o las que poseen

variaciones geométricas y estructurales en altura, en donde se incrementa de manera considerable las demandas sísmicas. De esta manera se aumentan las probabilidades de desarrollar mecanismos de colapso frágil debido al incremento de la demanda sísmica en elementos específicos que no cuentan con la suficiente resistencia y ductilidad (De Stefano, 2014).

Conforme a la literatura disponible, los efectos torsionales de las estructuras han generado polémica a nivel mundial debido a los múltiples resultados y conclusiones de investigaciones que han llegado a ser potencialmente contradictorios (*Anagnostopoulos, 2014*).

Dentro de las metodologías de análisis de estructuras se está presentando un aumento importante del uso de metodologías no lineales y herramientas computacionales que permitan realizar modelos matemáticos que capturan de una forma más precisa el comportamiento real y esperado de una estructura ante la ocurrencia de eventos sísmicos severos. Entre las metodologías más aplicadas en investigaciones recientes, destacan los métodos basados en desempeño y el análisis estático de plastificación progresiva (*push-over*).

El diseño por desempeño tuvo orígenes a mediados de los años 70; sin embargo, fue hasta el año 1995 que tuvo un documento técnico dedicado a explicar la metodología y espíritu del diseño basado en desempeño, el VISION 2000 (SEOAC, 1995), donde se definieron objetivos de desempeño a raíz de los daños causados por el terremoto de Northridge de 1994 en Los Ángeles, California.

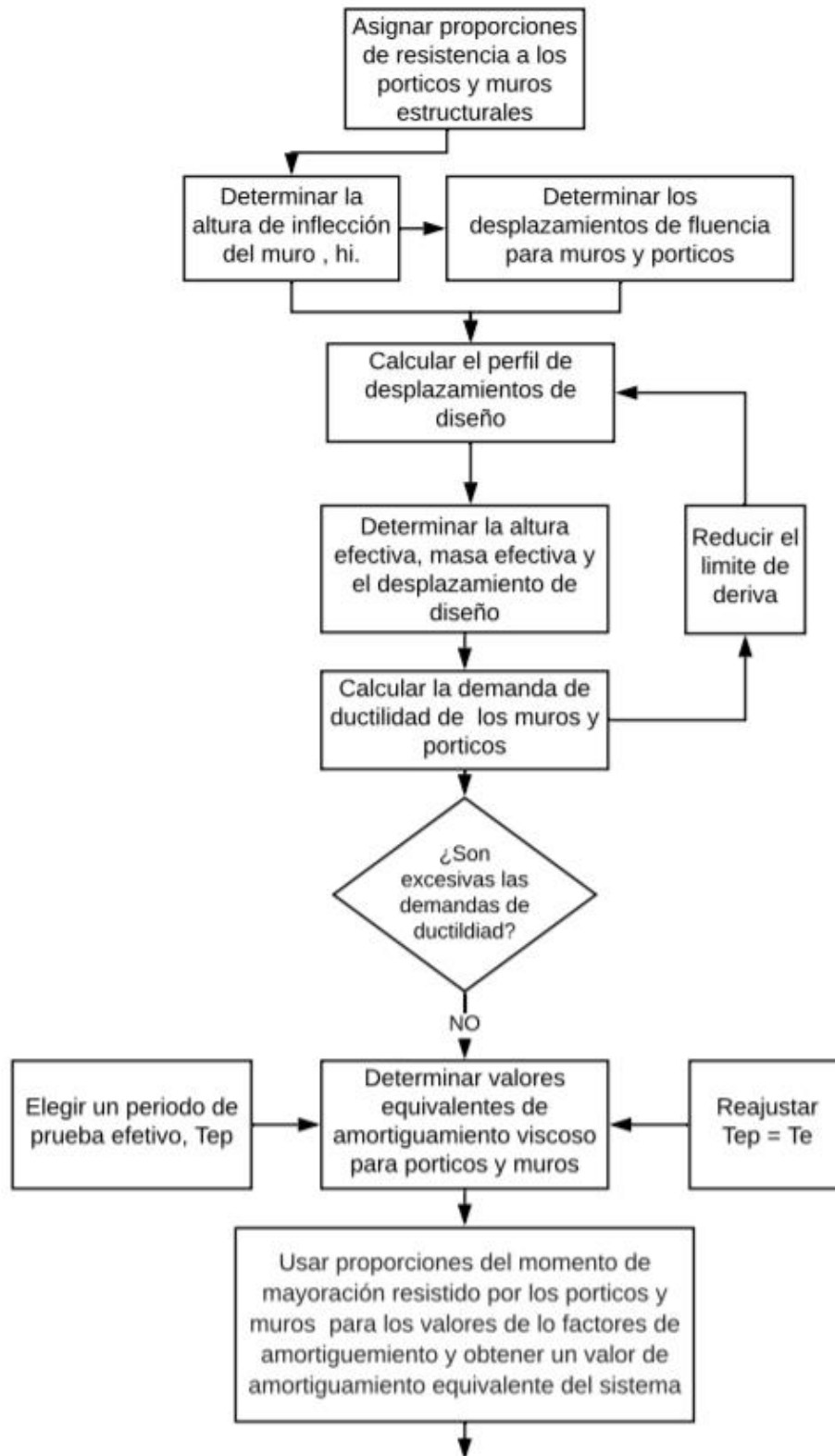
Estos objetivos de desempeño fueron clasificados según el uso de la edificación y la probabilidad de excedencia del sismo de diseño, donde el desempeño “depende de la forma en que la capacidad puede manejar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir la demanda del sismo de manera que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño” ATC-40 (1996). Este objetivo u objetivos de desempeño pueden evaluarse para diferentes propiedades de la estructura o material. Sin embargo, con el fin de establecer criterios de comparación con normativas sismo resistentes, normalmente se establecen objetivo de desempeño asociados a la deriva de piso.

Para la evaluación del comportamiento de las estructuras es muy útil y común la aplicación del análisis estático no lineal de plastificación progresiva (*push-over*). Este es un método simple en el cual se somete la estructura a una carga monotónica aplicada en forma gradual e incremental y se va registrando, en términos de cortante basal y un desplazamiento de techo, la resistencia y capacidad de deformación de dicha estructura. Con esta metodología es posible, además de determinar la ductilidad de desplazamiento de una estructura, identificar en ésta para qué nivel de carga y deformación se produce la plastificación y falla secuencial de los diferentes elementos estructurales (De Stefano et al, 2014)

En la actualidad, existen diferentes propuestas metodológicas para considerar los efectos torsionales en el desempeño de una estructura, el cual se puede evidenciar cuando se realizan los análisis estáticos no lineales, reflejando de una manera más adecuada el desempeño sísmico de la estructura.

En la literatura, múltiples casos de estudio han considerado el diseño basado en desempeño para estructuras regulares. No obstante, esto puede quedarse como una idealización académica, toda vez que esta situación ocurre rara vez en la realidad, dada la variabilidad de las distribuciones de rigidez, masa y resistencia en el plano de la edificación, factores que provocan un importante incremento de los efectos torsionales. Así, como se expresa en un estudio realizado por Bahamani P *et al*, 2014, es necesario realizar ajustes a los procedimientos de evaluación actuales para tener en cuenta los casos donde se presentan irregularidades torsionales. Bajo esta premisa, Bahamani P *et al*, 2014 propone un método que consiste en realizar un ajuste al método directo a través de la modificación de los modos fundamentales desacoplados según el grado de irregularidad y el posterior acoplamiento de los modos de vibración, incluyendo la torsión en la estructura.

En la Figura 1 se presenta un diagrama de flujo adaptado de Sullivan *et al.* (2005) y modificado por el mismo, para edificaciones con sistemas estructurales combinados. Este procedimiento permite condensar la estructura en un sistema de un grado de libertad equivalente [SDOF] considerando los modos fundamentales, Sullivan et al, 2008.



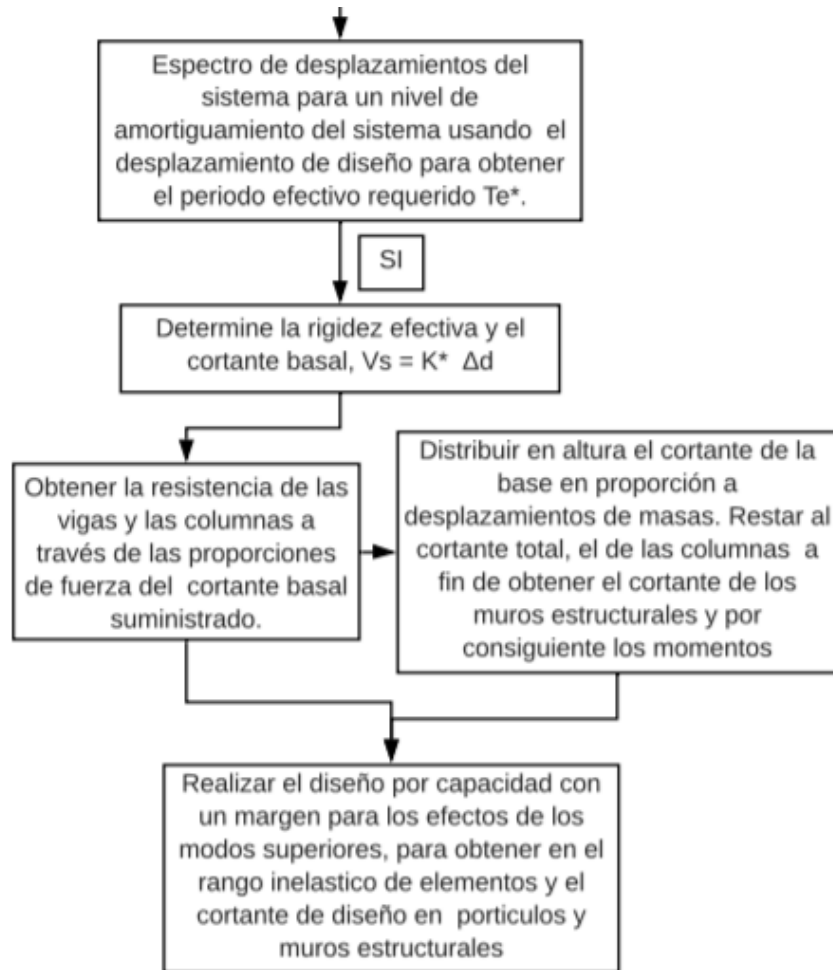


Figura 1. Ilustración del Diagrama de flujo del procedimiento de diseño recomendado para estructuras con pórticos y muros. Fuente: (Sullivan et al, 2006).

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (“PUSHOVER”)

El comportamiento sísmico de las edificaciones con muros estructurales y pórticos de concreto reforzado han demostrado una ventaja considerable con relaciones a las simplemente aporticadas, puesto que contribuyen notoriamente a la rigidez de la estructura, controlando de manera satisfactoria los desplazamientos.

Tal como lo aduce la normativa NSR-10 (AIS 100-09), esta metodología ha sido ampliamente utilizada en el diseño de estructuras como plataformas marinas para la evaluación de efectos

hidrodinámicos, y actualmente ha sido adaptado para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, incluyendo los criterios recomendados de diseño sísmico para edificios con estructuras de acero resistente a momentos (FEMA-350, 2000a) y evaluación sísmica y mejoramiento de edificios (ATC40, 1996).

Bonett (2003) afirma que, “utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los elementos, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes de la estructura que corresponde a la curva capacidad” como se ilustra en la Figura 2

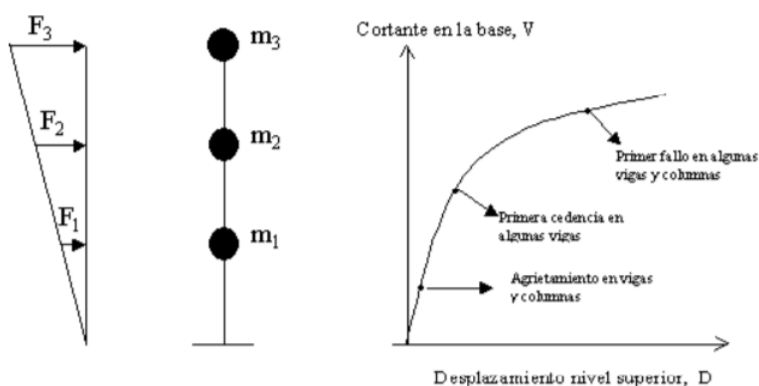


Figura 2 Procedimiento para el análisis Pushover. Fuente: (Bonett, 2003).

Este procedimiento ha sido ampliamente utilizado en estructuras regulares, sin embargo, para aquellas que tienen irregularidades en planta se presentan efectos más desfavorables que hacen más complejo e impreciso la aplicación de análisis estáticos no lineales, puesto que éste es un método que se encuentra desarrollado para estructuras que se comportan, principalmente, en modos característicos de traslación (De Stefano, 2014).

Los efectos torsionales generan rotaciones en la estructura, las cuales dependen directamente de la demanda de ductilidad y, por ende, de la intensidad de la acción sísmica; sin embargo, no se descarta el uso del push-over para estructuras con torsión, ya que en el rango inelástico, en situaciones con grandes deformaciones, el efecto de la torsión en el desempeño estructural se puede ver reducido, tal como lo afirma Fajfar, (2005): “*las amplificaciones determinadas por un análisis dinámico (espectral) lineal representan un límite superior de las amplificaciones*

torsionales en la mayoría de los casos, mientras que los efectos torsionales en general se disminuyen con el aumento de las deformaciones plásticas, evidenciando principalmente menos amplificación de desplazamientos debido a la torsión en el lado flexible”.

REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA CAPACIDAD.

La representación gráfica entre la demanda de desplazamiento y la resistencia de una estructura se conoce como curva de capacidad y se puede idealizar por relaciones lineales en los intervalos elástico y inelástico. Esta representación bilineal simplificada tiene como finalidad obtener parámetros objetivos cuantificables respecto al comportamiento de la estructura. Sin embargo, para definir la curva es necesario establecer el punto de cedencia y el punto de falla o desempeño de la estructura.

Actualmente, existe incertidumbre para el cálculo del punto de cedencia, razón por la cual ha sido caso de estudio por varias décadas. Para Safina (2003), basado en el FEMA 273 (1996), se propone un procedimiento para determinar la curva de capacidad que puede describirse en los siguientes pasos:

- 1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 3.*
- 2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.*
- 3. Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.*
- 4. Cálculo de la pendiente inicial K_i e de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$. (Ver Figura 3.). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:*

A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$.

La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6 V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Cálculo del desplazamiento de cedencia D_i y, el cual se define como:

$$D_e^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

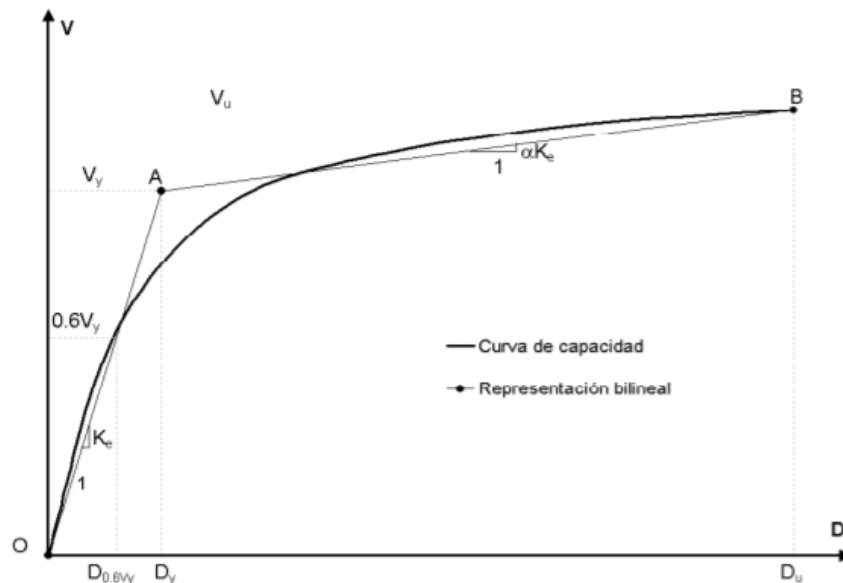


Figura 3. Representación bilineal de la curva de capacidad. Fuente: (Safina, 2003)

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura 3)

7. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1}$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$.

9. Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

DEMANDA SÍSMICA Y DESEMPEÑO

La ingeniería sísmica basada en desempeño contempla la concepción general del desempeño de una edificación a través de la definición de objetivos que tienen asociado un estado de daño máximo para una determinada intensidad sísmica. Para SEOAC, (1995), en el capítulo 15 “Performance Based Seismic Engineering”, se definen los niveles de desempeño estructural recomendados como:

- *Ocupación inmediata: Daño estructural limitado con el sistema de resistencia de fuerzas horizontales y verticales manteniendo la mayoría de las características y capacidades anteriores al sismo.*
- *Seguridad de la vida: Daño significativo con algún margen contra colapso parcial o total. Pueden ocurrir daños con bajo riesgo de pérdida de vidas. La reparación puede no ser económicamente factible.*
- *Estabilidad estructural (Cerca del colapso): Daño estructural sustancial en el cual el sistema estructural está a punto de experimentar un colapso parcial o total. Existe riesgo significativo de daño. La reparación puede no ser técnica o económicamente factible.*

En la Figura 4. se ilustra los objetivos de desempeño recomendados por VISION 2000, (SEOAC, 1995)

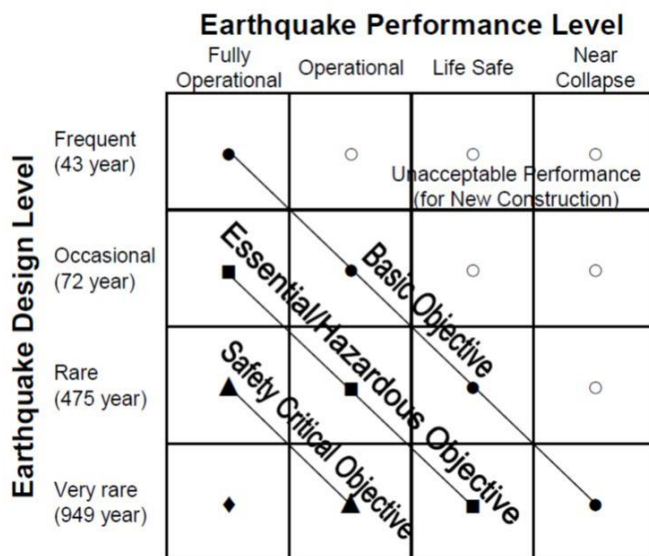


Figura 4. Objetivos de desempeño sísmico recomendado. Fuente: (SEAOC, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO

Toda estructura sometida a movimientos sísmicos proporciona un punto de desempeño que define si la capacidad de la edificación es suficiente o no para la demanda sísmica impuesta, permitiendo esclarecer el comportamiento de la estructura.

Para determinar el punto de desempeño de la estructura, la literatura reconoce diferentes metodologías. La metodología empleada en este proyecto es el Método del Espectro de Capacidad (MEC) el cual se describe a continuación.

MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD

Planteado por Freeman en 1975 y posteriormente modificado en 1996 por el ATC-40. Esta metodología permite realizar una representación gráfica simple y directa para comparar el espectro de capacidad global (fuerza - desplazamiento) que posteriormente es idealizada de forma bilineal y representada en coordenadas espectrales a partir de las propiedades modales de la estructura contra el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica. Esto, con la

finalidad de identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, en el cual la capacidad y la demanda son igualadas, permitiendo así estimar la respuesta máxima de la estructura, Figura 5 (Safina Melone, 2003).

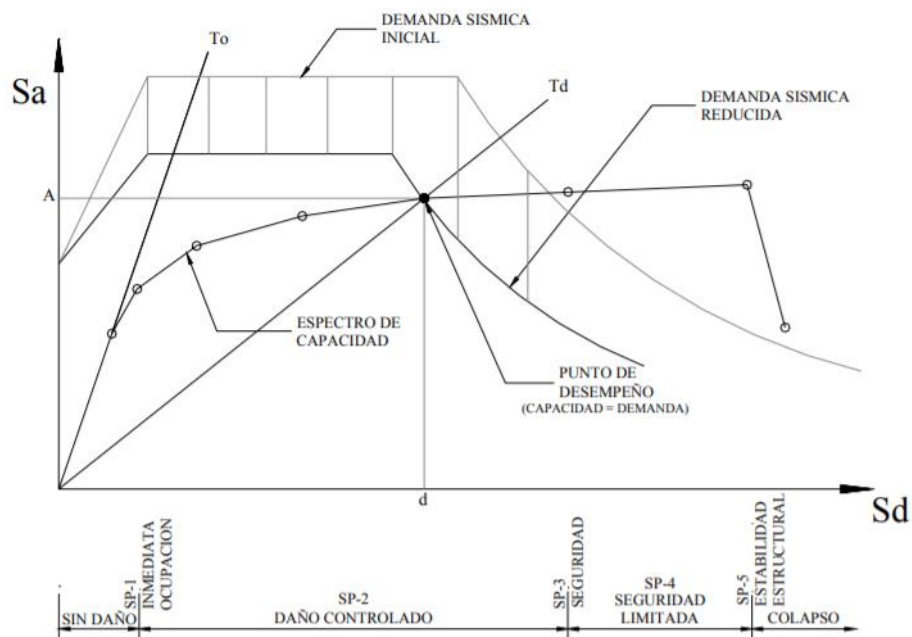


Figura 5. Espectro de Capacidad. Fuente: (Safina Melone, 2003)

CASO DE ESTUDIO

DESCRIPCIÓN DEL CASO

En el presente trabajo se analiza una edificación diseñada de acuerdo con los requisitos aplicables del Reglamento NSR-10 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). La edificación, que se denomina caso de estudio, es de uso residencial y tiene 8 niveles, con 12 metros de frente y 28 metros de fondo, de sistema estructural combinado, tal como se ilustra en la Figura 6. La estructura presenta una importante irregularidad torsional, producto de un muro en la parte posterior de la edificación.

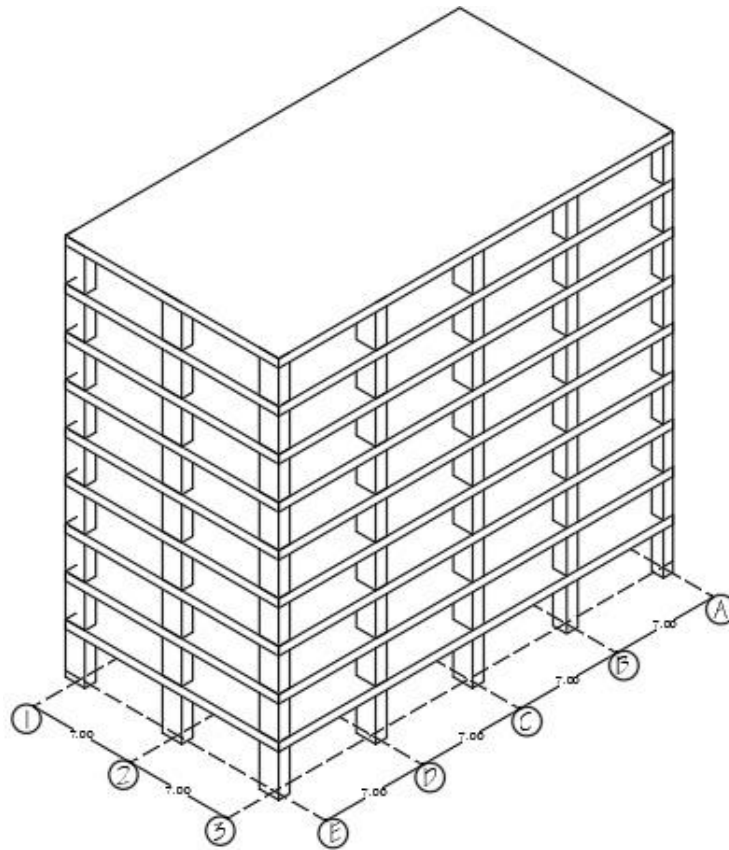


Figura 6. Isométrico de la estructura. Fuente: Caso de estudio

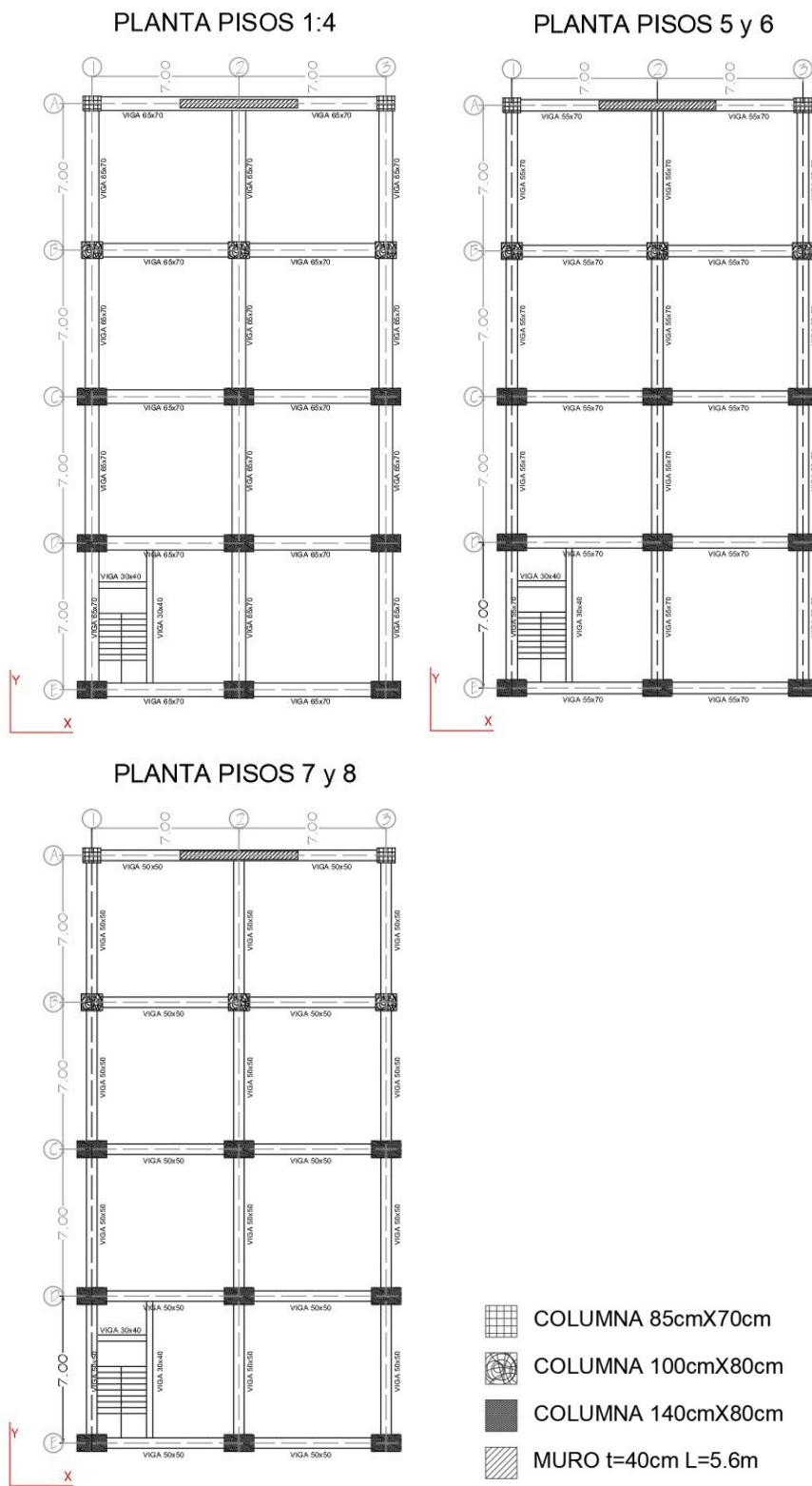


Figura 7. Configuraciones típicas plata estructural. Fuente: Este estudio

Para el análisis estructural de la edificación se emplea el software Midas GEN 2020, capaz de realizar análisis lineales y no lineales. En este programa de computador, la evaluación de la capacidad sísmica (no lineal) se puede llevar a cabo mediante un análisis de fuerzas progresivas, en combinaciones con las fuerzas gravitacionales hasta llegar al colapso de la edificación. Sin embargo, la evaluación manual de los procedimientos del software no será abarcada en la presente investigación.

CONSIDERACIONES DEL MODELO

Para los muros ubicados en los tres primeros pisos de la edificación se considera una rigidez efectiva en el plano igual al 35% de la rigidez proporcionada por la sección bruta y del 20% fuera del plano. Para los muros de los pisos superiores, se considera el 70% de rigidez efectiva en el plano y del 20% fuera del plano.

El grado de figuración de vigas se lleva al 35%, para columnas al 70%

Los muros y columnas cuentan con una resistencia a la compresión de 28 MPa. Las vigas, losas y nervios cuentan con una resistencia a la compresión de 21 MPa. El módulo de elasticidad es considerado como 24870 MPa y 21538 MPa, respectivamente.

Las losas de entrepiso se idealizan como elementos tipo membrana para la distribución de fuerzas en su plano; adicional a esto, no se asigna ningún tipo de diafragma, permitiendo que el programa distribuya las cargas horizontales en función de las rigideces de los elementos verticales y del sistema de piso.

- Magnitudes de cargas aplicadas conforme a los mínimos estipulados en el Reglamento NSR-10; para la consideración de cargas vivas, se define la edificación de tipo de uso residencial y se considera un valor de 180 kgf/m^2 ; para definir las cargas muertas de la edificación, se seleccionan las cargas sobreimpuestas sin realizar un cálculo detallado, por ende la carga muerta asociada a particiones y fachadas es de 300 kgf/m^2 y 160 kgf/m^2 por acabados. El peso propio de los elementos estructurales se tiene en cuenta

en el programa de computador fijando una densidad del concreto reforzado de 2400 kg/m³.

- Una vez realizado el análisis dinámico elástico (análisis modal), el ajuste de resultados se realizó al 90% de la cortante basal de la Fuerza Horizontal Equivalente calculada manualmente a partir de $V_s = W * S_a$. En este caso S_a se determina a partir de $C_u T_a$ (promedio entre $C_u T_a$ de muros y pórticos ya que la norma no presenta un periodo aproximado específico para estructuras combinadas y en muchas de las investigaciones existen resultados contradictorios al respecto, puesto que resulta menor a los periodos fundamentales en las direcciones principales de análisis X y Y)
- Consideración de los efectos $P\Delta$ [100% Carga Muerta y un 25% de la carga viva]
- Longitud rígida en los nudos del 50% de vigas y columnas.
- La edificación presenta irregularidad torsional extrema [Tipo 1bP]

PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN

Los parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones de diseño aplicable a la edificación caso de estudio han sido determinados siguiendo los lineamientos del Capítulo A.2 del Reglamento NSR-10, así mismo se presentan los parámetros de análisis de la edificación del caso de estudio en la Tabla 1

Tabla 1. *Parámetros de análisis de la edificación*

Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Tipo de Suelo	Perfil D
Peso de la edificación	3840 toneladas
Aceleración Pico Efectiva	[Aa] = 0.15
Velocidad Pico Efectiva	[Av] = 0.20

Coefficiente Amplificación de Aceleración	[Fa] = 1.50
Coefficiente Amplificación de Velocidad	[Fv] = 2.00
Coefficiente de Importancia	[I] = 1.00
Cortante de Diseño X (R=4.0)	507 toneladas
Cortante de Diseño Y (R=4.0)	484 toneladas

Datos obtenidos para el caso de estudio (Fuente: Propia, basados en NSR-10)

CARCATERÍSTICAS DINÁMICAS

La respuesta modal de la estructura se encuentra representada en los 3 primeros modos de vibración ilustrados en la Tabla 3 , con su respectiva forma modal en la, dado que su mayor participación de masa se encuentra asociada a los primeros modos de vibración y el resto se distribuye de manera mesurada debido a los altos efectos torsionales presentes la estructura, tal como se evidencia en la Tabla 3, dado a la inadecuada configuración estructural.

Tabla 2. Participación de masa modal

Case	Mode	Periodo S	TRAN-X SUM(%)	TRAN-Y SUM(%)	TRAN-Z SUM(%)
Modal	1	1.09	0.00	74.99	0.00
Modal	2	0.94	62.85	74.99	0.02
Modal	3	0.73	66.14	75.00	0.09
Modal	4	0.58	66.18	75.00	0.09
Modal	5	0.49	69.23	75.00	0.09
Modal	6	0.38	69.86	75.03	0.14
Modal	7	0.37	69.86	77.62	0.15
Modal	8	0.35	69.86	87.27	0.15
Modal	9	0.34	70.62	87.28	0.17
Modal	10	0.29	80.23	87.28	0.17
Modal	11	0.27	80.25	87.29	0.17
Modal	12	0.25	83.40	87.29	0.18
Modal	13	0.22	83.40	87.74	0.18
Modal	14	0.21	83.62	87.74	0.19
Modal	15	0.18	84.01	87.74	0.20
Modal	16	0.18	84.01	92.34	0.20
Modal	17	0.15	86.01	92.34	0.20
Modal	18	0.14	86.02	92.40	0.20
Modal	19	0.13	86.02	92.99	0.21
Modal	20	0.13	86.03	93.03	0.45
Modal	21	0.12	87.52	93.03	0.50
Modal	22	0.12	87.55	93.03	5.83

Modal	23	0.12	87.57	93.04	7.58
Modal	24	0.11	87.79	93.76	7.58
Modal	25	0.11	88.14	94.15	7.59
Modal	26	0.11	88.68	94.15	7.59
Modal	27	0.11	88.70	94.15	7.59
Modal	28	0.11	88.73	94.15	7.60
Modal	29	0.10	88.73	95.38	7.60
Modal	30	0.10	88.86	95.38	7.61
Modal	31	0.10	88.87	95.38	7.61
Modal	32	0.10	88.88	95.38	7.61
Modal	33	0.10	89.92	95.38	7.84
Modal	34	0.10	90.54	95.38	7.93

Tabla 3. Primero dos periodos de vibración de la estructura

Desplazamientos Laterales normalizados				
Nodo	Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3
1595	8	1	1	1
1371	7	0.9	0.87	0.95
1147	6	0.87	0.72	0.84
923	5	0.83	0.58	0.68
699	4	0.77	0.43	0.53
473	3	0.65	0.29	0.37
250	2	0.55	0.15	0.26
8	1	0.36	0.05	0.11
25	0	0	0	0

Datos obtenidos a partir del caso de estudio de la modelación en el Software MidasGen

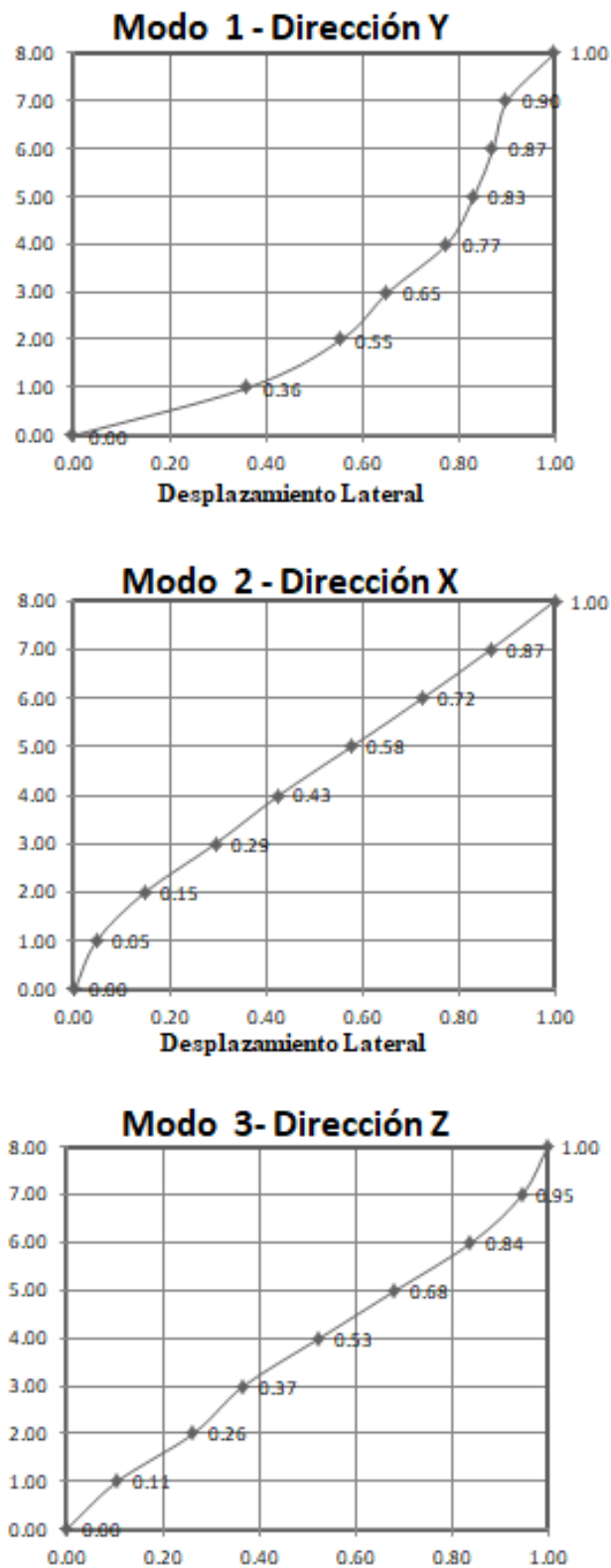
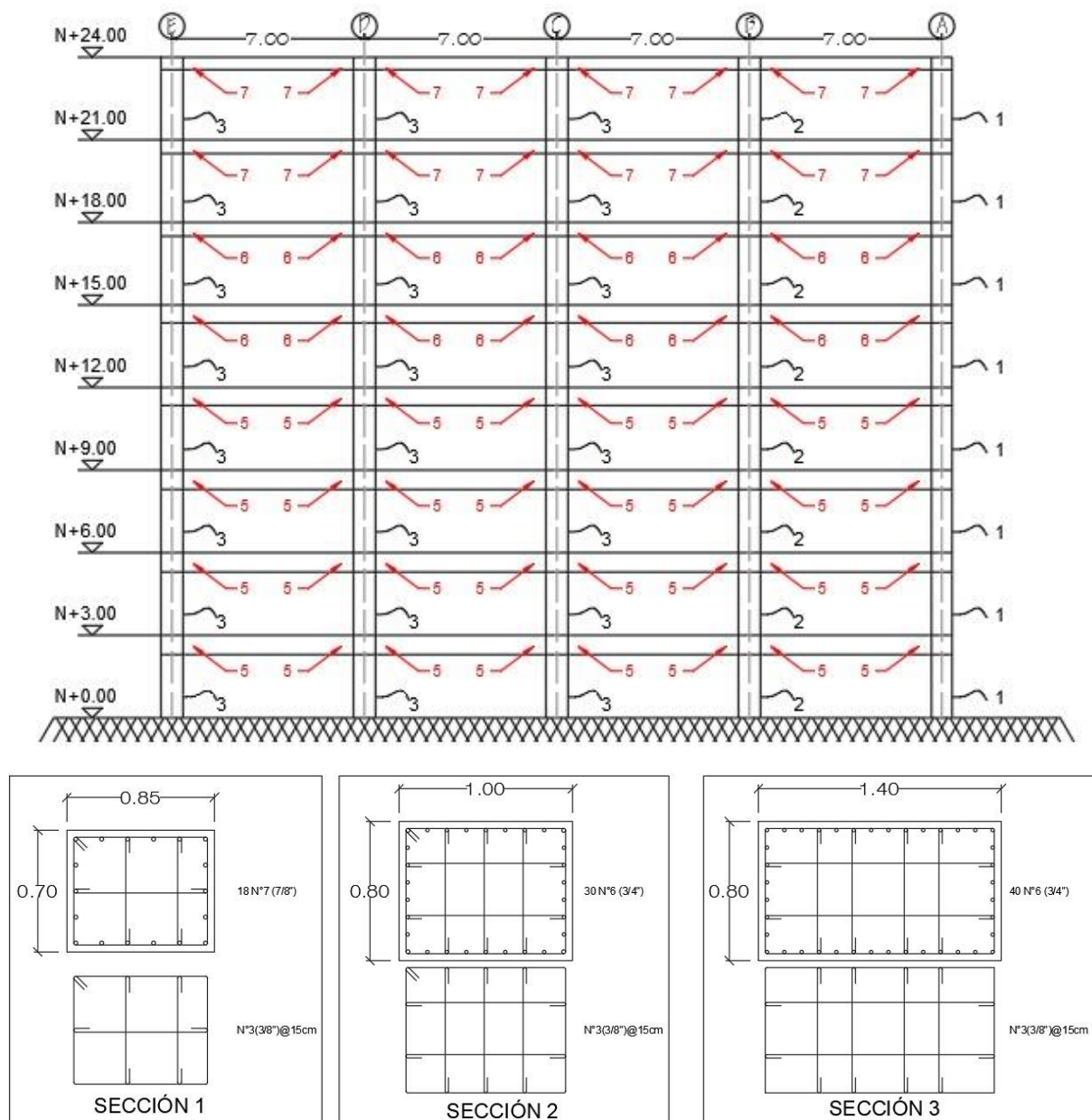


Figura 8. Primeros tres modos de vibración de la estructura.

SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS

En la Figura 9 se presenta el detalle de refuerzo de los elementos estructurales típicos, el cual se determinó siguiendo los lineamientos de criterios de diseño establecidos en la norma sismo resistente a vigente en Colombia, NSR-10.



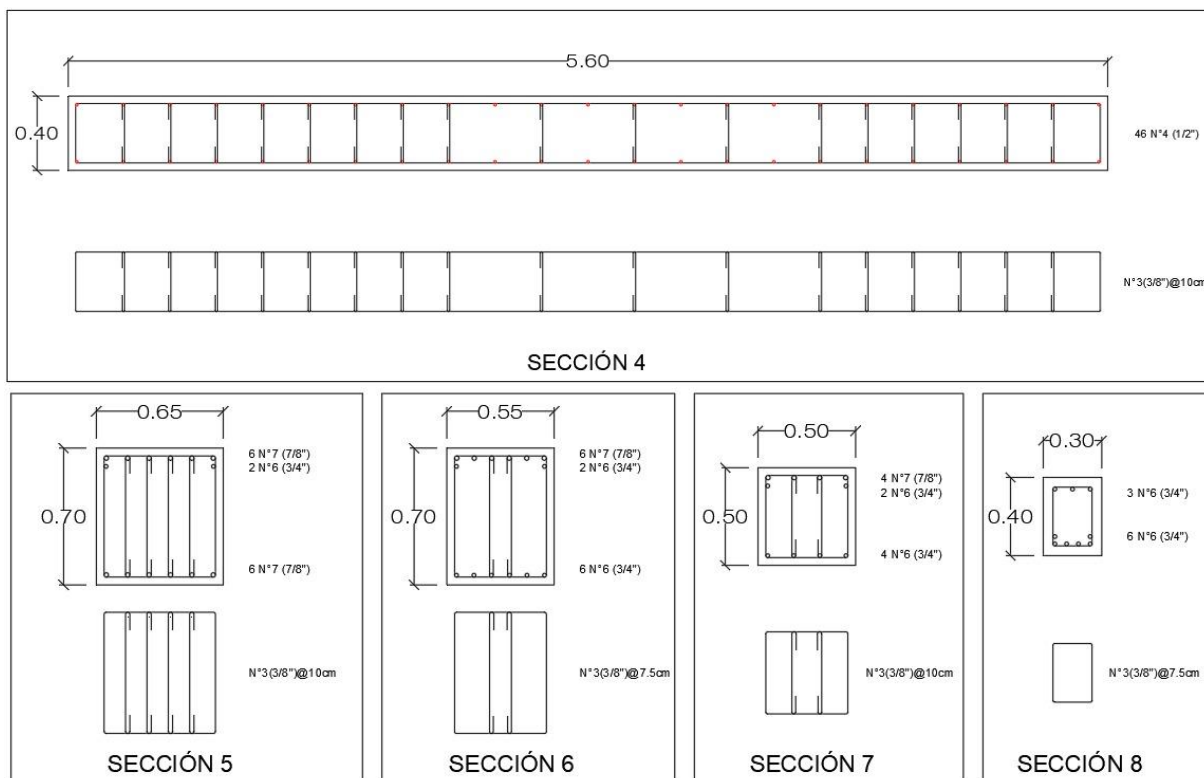


Figura 9. Secciones transversales típicas de los elementos estructurales.

PUSHOVER

Para realizar el análisis estático no lineal, se define una distribución del comportamiento del primer modo de vibración a la carga monotónica aplicada a la estructura como se encuentra representado en la Figura 8, el cual es aplicado para cada nivel de piso en función de la altura de piso con relación a la altura total del edificio. A continuación, se presentan las consideraciones para la respectiva ejecución de la metodología push-over.

CONSIDERACIONES PUSHOVER

Para emplear el análisis estático no lineal de la edificación caso de estudio se realizó un modelo matemático de la estructura, representando la distribución espacial de la masa y de la rigidez proporcionada por los elementos de resistencia sísmica, considerando los efectos de no

linealidad de los materiales conforme al FEMA 440. Adicionalmente se incluyen los efectos P-Delta en el modelo de análisis.

Las propiedades de los elementos y componentes más allá de la fluencia tienen en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de acuerdo con los principios de la mecánica estructural.

Selección de un punto de control en el modelo, siendo el centro de masas del nivel más alto de la estructura

Las fuerzas laterales se aplican a partir de la distribución obtenida de un análisis espectral para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Estas cargas laterales se incrementan de manera monótonica, incrementándose en pequeñas proporciones para identificar los cambios significativos en el comportamiento de los componentes individuales.

El análisis se continúa hasta que se evidencien fallas en los elementos estructurales a partir de iteraciones del desplazamiento objetivo para definir la curva capacidad de la estructura.

PROPIEDADES NO LINEALES DEL MATERIAL

Se define a través de la Figura 10 el diagrama momento curvatura de los elementos a flexión indicando el punto de fluencia a partir de las propiedades nominales (Punto B). El momento máximo se define a partir del momento probable de la sección como un 25% adicional del momento nominal (Punto C), luego del cual se especifica el punto donde falla el elemento sin pérdida de estabilidad (Punto D), hasta el punto en el cual las deformaciones producen la rotura de la sección (Punto E).

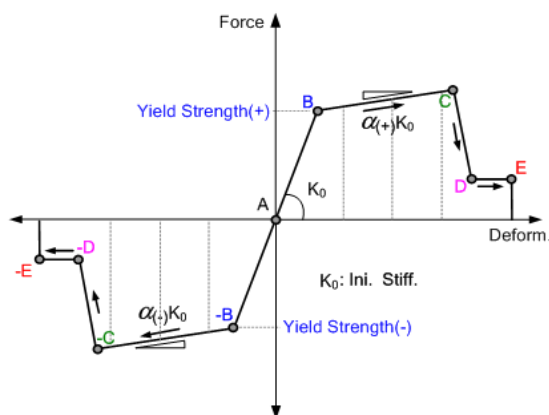


Figura 10. Diagrama Momento Curvatura Considerado

ANALISIS DE RESULTADOS

Se establece el nivel de desempeño para la ocupación inmediata hasta el punto C del diagrama momento curvatura que se muestra en la Figura 10, es decir, hasta el momento probable de la sección. Para la seguridad a la vida se establece en el punto D que se muestra en la figura 10, correspondiente a la pérdida de resistencia a la flexión de la sección sin llegar a la ruptura. En las rótulas plásticas se especifica el estado de fluencia de las secciones de los elementos, con base en los puntos ya definidos en la figura 10.

En las figuras Figura 11 y Figura 12 se muestran las rótulas plásticas para la última deformación según un nivel de daño definido, para seguridad a la vida con base al diagrama momentos curvatura especificados en los parámetros no lineales del material. Se establece esta magnitud de desempeño con el fin de establecer un criterio de comparación con lo dispuesto en la Ley 400 de 1997 (modificada por la Ley 1229 de 2008 y por medio del decreto 0019 de 2012).

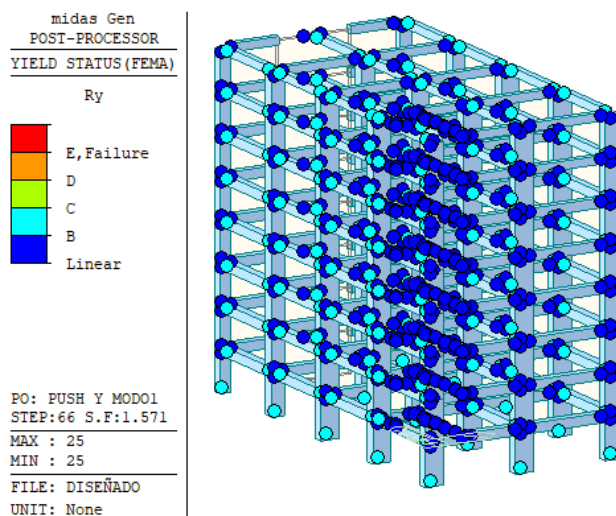


Figura 11. Última Rótula Plástica para seguridad a la vida- Eje Principal Y

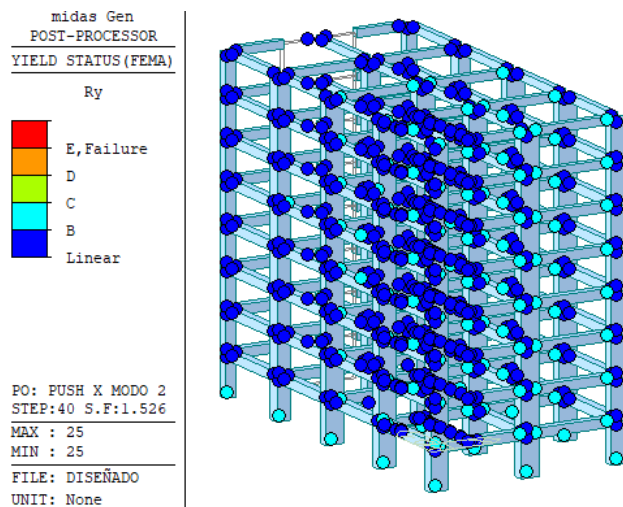


Figura 12. Última Rótula Plástica para seguridad a la vida – Eje Principal X

Se realizaron las curvas de capacidad de la estructura, para cada dirección principal de análisis, mediante la aplicación de una carga monótonica con la distribución en altura del primer modo de vibración para cada dirección ortogonal. Dichas curvas se muestran en la Figura 13 y Figura 14. En ellas se observa que, a pesar de que la torsión afecta la respuesta de la estructura en ambas direcciones principales de análisis, la capacidad de la edificación se encuentra notoriamente disminuida en la dirección paralela a la que se dispone el muro, dirección X, cuando se compara con la capacidad obtenida en la respuesta en la dirección perpendicular a la mencionada (dirección Y). Esto puede deberse a que la rigidez efectiva del muro fuera de su plano no incrementa los efectos torsionales de la edificación. Esto se ve reflejado en los valores de ductilidad obtenidos para seguridad a la vida en las direcciones principales de análisis, siendo para el eje largo 3.2 (dirección Y) y el corto 2.4 (dirección X). Aunque en ambas direcciones se consideró un R normativo de 4.0, en ninguna de las direcciones de análisis se logró el coeficiente de capacidad de disipación de energía supuesto, encontrando una mayor diferencia para la dirección X. Cabe resaltar que los valores de ductilidad antes mencionados se determinaron como el cociente de la deformación última para seguridad a la vida y la deformación de fluencia de la estructura.

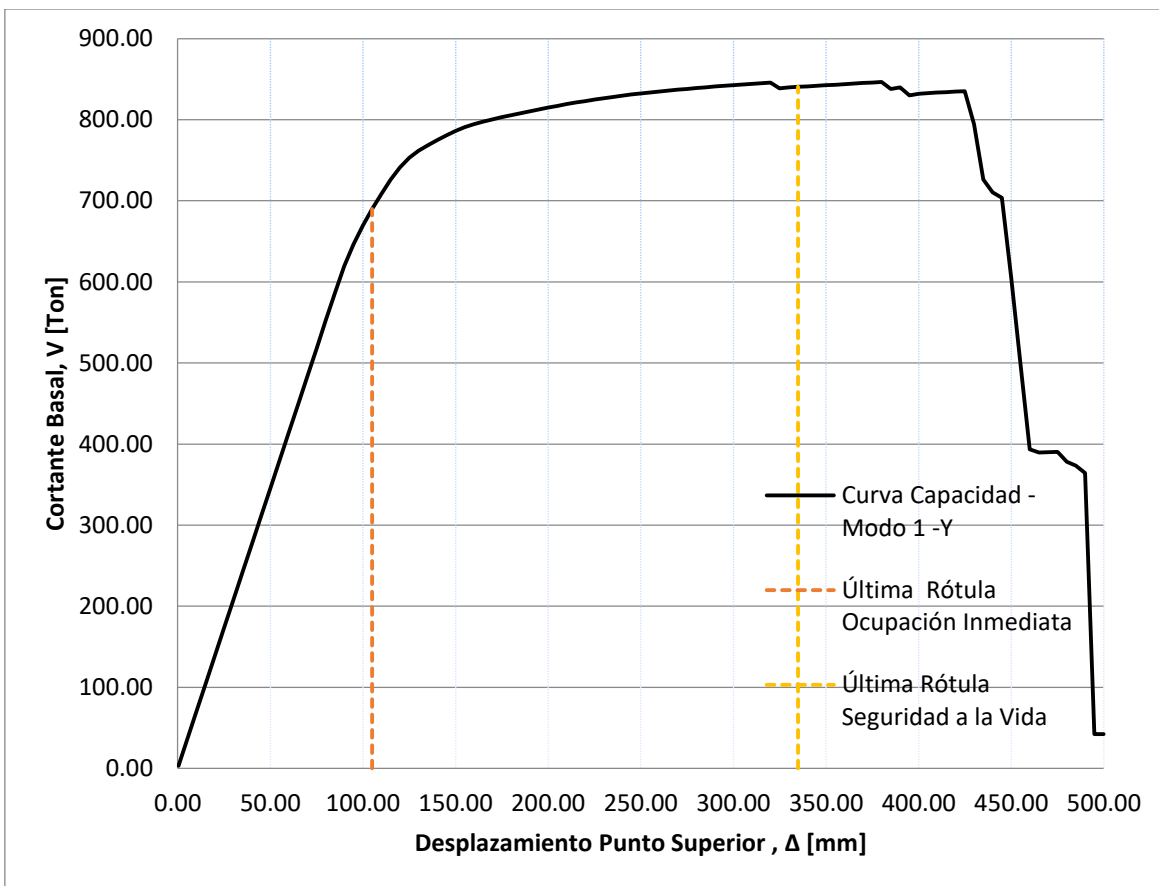


Figura 13. Curva Capacidad de la Estructura– Carga aplicada en la dirección principal Y

En términos de colapso en la dirección principal Y, en la Figura 13 se evidencia que, después de alcanzar el límite definido para la seguridad de la vida y antes de experimentar pérdidas significativas de resistencia, la estructura tiene una capacidad remanente de deformación en la dirección principal Y. En el punto que se podría asociar al colapso incipiente se alcanza una deformación máxima de 425 mm, equivalente a una ductilidad de 4.05 en la dirección Y. En la dirección X se considera un desplazamiento máximo aceptable de 265 mm, antes de la primer pérdida considerable de rigidez horizontal, a la cual corresponde una ductilidad de 2.5. El valor de ductilidad en términos de colapso para la dirección Y coincide con el valor determinado por norma de 4.0, aunque el nivel de desempeño no es consistente con lo que se indica en la Ley 400.

Para la dirección X aun considerando el ultimo desplazamiento aceptable la ductilidad no se asemeja a la estipulada por NSR-10. Ver Figura 13 y Figura 14

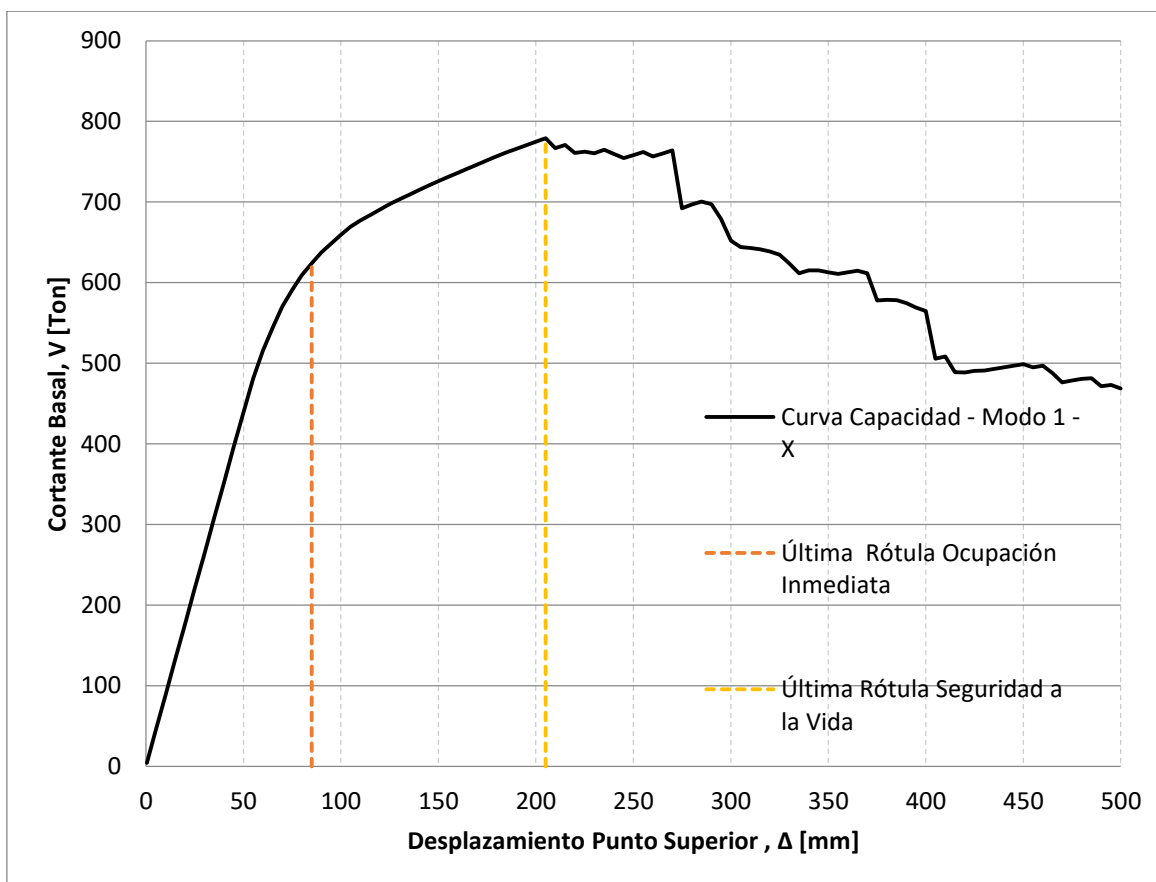


Figura 14. Curva Capacidad de la Estructura – Carga aplicada en la dirección principal X

A diferencia de la Figura 13, la Figura 14 presenta una deformación última inferior para seguridad a la vida, ocasionando una menor capacidad de disipación de energía. Para las deformaciones en la dirección Y próximas al colapso (425mm) se cuenta con un 58% de desplazamiento admisible adicional para el punto de control, con respecto al desplazamiento calculado de 268.2 mm, que corresponde a la deformación para el cumplimiento de derivas. En la dirección X se tiene que las deformaciones próximas al colapso (265mm) son cercanas a las deformaciones en el punto de control para el cumplimiento de derivas 269.4mm, pero con un

desempeño inaceptable por la fractura de varios elementos estructurales. Así mismo, en el eje corto de la estructura (dirección X), se genera una falla prematura y progresiva de algunos miembros que podría asociarse a la torsión que experimenta la estructura.

Tabla 4. Resumen de la formación de rotulas plásticas Eje Principal Y

Formación Rotulas Plásticas	Desplazamiento Punto Control [mm]	Cortante Basal [Ton]
Última Rótula ocupación Inmediata	105	689.72
Última rótula Seguridad a la vida	335	840.43

Datos obtenidos a partir del caso de estudio de la modelación en el Software MidasGen

Tabla 5. Resumen de la formación de rotulas plásticas Eje Principal X

Formación Rotulas Plásticas	Desplazamiento Punto Control [mm]	Cortante Basal [Ton]
Última Rótula ocupación Inmediata	85	624.133
Última rótula Seguridad a la vida	205	779.288

Datos obtenidos a partir del caso de estudio de la modelación en el Software MidasGen

Para establecer un criterio adecuado de comparación y considerando que para la determinación de la curva de capacidad se empleó el nudo central de la cubierta, se determinó el desplazamiento en este punto.

Para la deriva máxima calculada se verificó el valor de los desplazamientos en el punto de control, encontrando un valor de 269.4mm en la dirección x y un valor de 268.2mm en la dirección Y de la estructura.

Los cortantes máximos que puede soportar la estructura son de 779.28 toneladas en X y de 846.53 toneladas en Y. Los cortantes establecidos con base en NSR-10 para la determinación de derivas son 2001.7Ton en X y 1937.76 Ton en Y. Dado a que se tiene según NSR-10 un coeficiente de capacidad de disipación de energía igual a 4, los cortantes de diseño son 507 toneladas en X y 484 Toneladas en Y. De acuerdo con lo anterior la estructura analizada tiene una resistencia mayor que la utilizada en el diseño.

PUNTO DE DESEMPEÑO

El desempeño sísmico de la estructura ilustrada Figura 13 representa el modo fundamental en la dirección Y, el cual refleja un mejor comportamiento en comparación con su dirección ortogonal, ilustrada en la Figura 14. De igual forma, se puede observar lo anteriormente expuesto en la Figura 15 y Figura 16, respectivamente, donde se evidencia que en el eje principal Y Figura 15, la estructura cumple cabalmente con la demanda sísmica no obstante, se cumpliría para un nivel de deformación diferente a lo preestablecido por la norma.

A diferencia de este eje principal, el eje paralelo al plano de acción del muro (dirección X), la capacidad no cumple para la demanda sísmica, se hubiese cumplido para una demanda del 83% de la establecida por NSR-10.

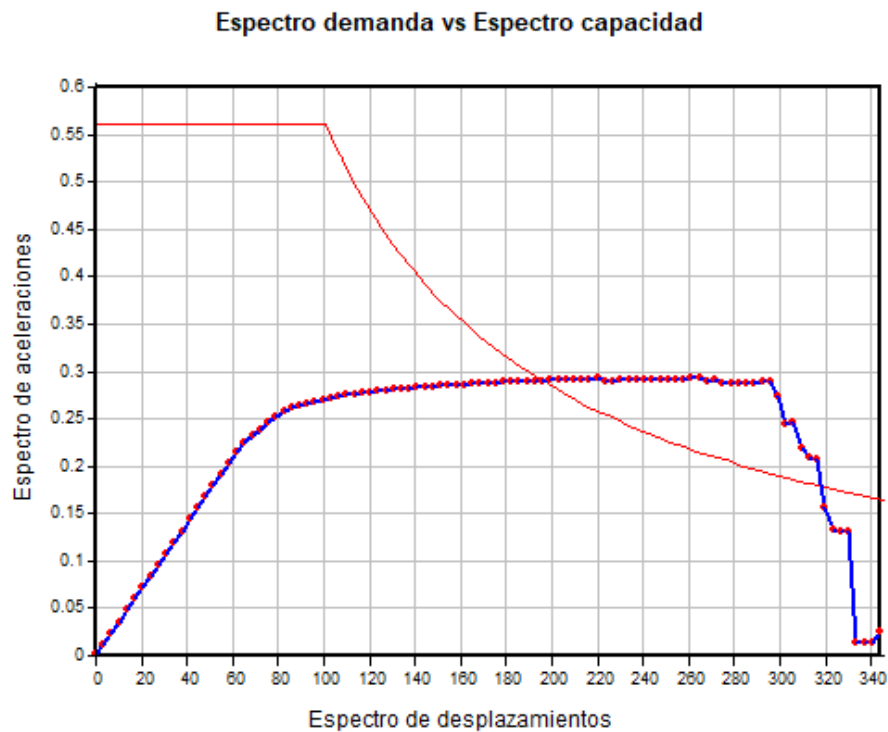


Figura 15. Punto de desempeño - Eje Principal Y

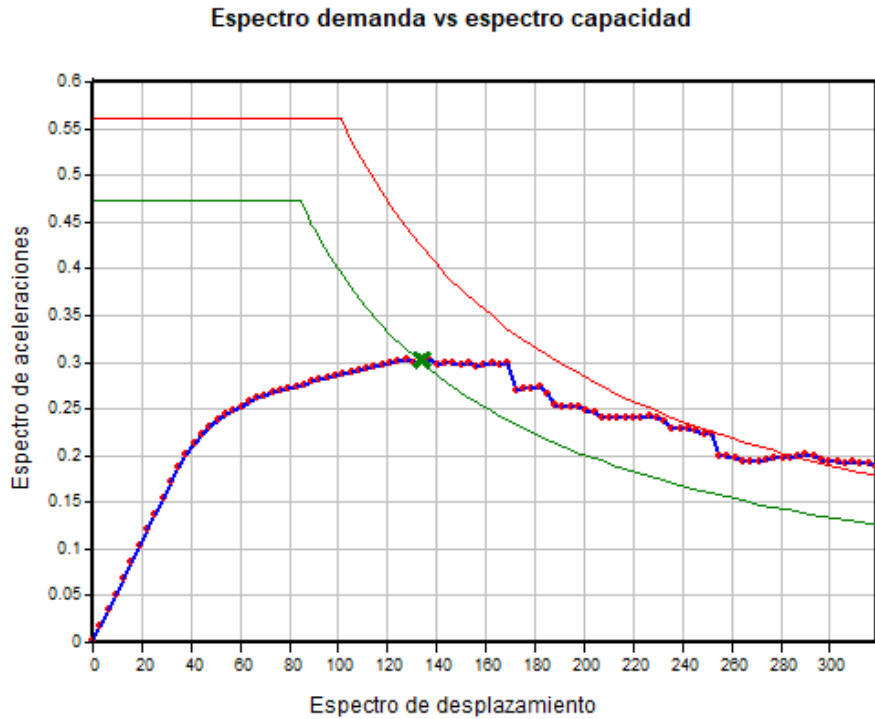


Figura 16. Punto de desempeño Eje Principal X

TORSIÓN

Los efectos torsionales aumentan las derivas en dirección X y también las sollicitaciones en los elementos que tratan de controlar la torsión. Sin embargo, como estos elementos cuentan con rigidez inferior a la del elemento que genera la torsión (el muro), para compensar los efectos torsionales se presentan grandes demandas en algunos elementos, siendo estos donde se producen las primeras rotulas plásticas.

Este comportamiento permanece en el sentido X de la edificación, donde constantemente se producen rotulas en los elementos que tratan de controlar la torsión. Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos, cortante basal y ductilidad son menores que los esperados.

En el sentido Y los efectos torsionales no reflejan cambios en la formación de rotulas plásticas, sin embargo, tampoco se logran los valores esperados de desplazamientos, cortante basal, ni ductilidad.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se utilizaron procedimientos asociados a análisis estáticos no lineales para analizar, en términos de ductilidad y resistencia, el efecto de la torsión en una edificación caso de estudio que tiene una irregularidad torsional por asimetría en planta. Aunque el uso de estos tipos de análisis no es el de todo aplicable en estructuras irregulares (como la edificación en estudio), al hacer uso de estos procedimientos se evidenció que el efecto de la torsión en la curva de capacidad es visible en cada dirección principal de la edificación, encontrando una forma estándar en el dirección principal Y (con pocos efectos de torsión) y un rápido decaimiento de la resistencia en el sentido X (dirección paralela al plano del muro que causa los efectos torsionales). El *push-over*, análisis utilizado en este estudio, sigue siendo un procedimiento simplificado, ágil y útil, en la evaluación de estructuras para la estimación de la capacidad de disipación de energía y la evaluación de los criterios de análisis y diseño, aun cuando se presentan efectos torsionales por asimetría en planta.

En la dirección Y, en la cual el elemento que origina la torsión presenta menor aporte de rigidez y, por lo tanto, la influencia de la torsión es menor, es apreciable que la capacidad de la estructura cumple con la demanda sísmica. De hecho, aunque fallan algunos elementos, la pérdida de resistencia lateral no se ve gravemente afectada sino hasta niveles muy avanzados de deformación. En contraste, en la dirección X, en la cual el efecto de la torsión es notablemente mayor, la capacidad de la estructura no satisface las demandas sísmicas de deformación. Asimismo, en la dirección principal X puede encontrarse un punto de desempeño, pero a un nivel de daño inaceptable por las múltiples fallas de elementos estructurales que, probablemente, podrían generar pérdidas de vidas y colapsos locales.

Para la estructura caso de estudio, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R calculado según los criterios del Reglamento NSR-10, para el estado límite asociado seguridad a la vida, no es consistente con los resultados obtenidos. Al comparar con el valor de $R=4.0$ (NSR-10), se obtuvo una ductilidad un 23% inferior en dirección principal Y, y un 45% para la dirección X, correspondientes a 3.1 y 2.4, respectivamente.

Aunque de la revisión bibliográfica puedan encontrarse resultados contradictorios respecto a la influencia de los efectos torsionales en el rango elástico o inelástico, en el caso de estudio se encontró que los efectos torsionales aumentan significativamente el daño en los elementos que tratan de controlar la torsión. Además, el elemento que induce la torsión y los elementos cercanos no sufren daños significativos sino hasta niveles muy avanzados de deformación estructural. Esto puede estar relacionado a la masividad del elemento estructural que genera la torsión en el caso de estudio y se recomienda que, en futuras investigaciones, se evalúen diferentes grados de torsión, donde se pueda encontrar un daño primario en el elemento que genera el efecto de rotación cuando el mismo no posee gran rigidez comparada con los elementos que tratan de controlar el efecto de giro en el plano. Se recomienda que a partir de investigaciones se determine un nivel de deriva máxima aceptable menor para estructuras con problemas graves de torsión.

La afectación de la ductilidad por efecto de torsiones extremas no está bien regulada en la normatividad colombiana. Se pueden encontrar muchos edificios en la ciudad de Medellín diseñados con factores R de 4.0 por la decisión de plantear el foso de ascensores o el punto fijo de escaleras como elementos que forman parte del sistema de resistencia sísmica, o como en el caso de estudio, por el planteamiento asimétrico de muros estructurales para el control de derivas. Como objeto de investigación puede plantearse un factor de reducción a la capacidad de disipación de energía que varíe en función del grado de torsión que presente la estructura.

Es importante que los responsables de desarrollar la actualización al presente reglamento incentiven el uso de análisis estáticos no lineales, pues, en el presente reglamento, solo es de carácter obligatorio para la evaluación de estructuras existentes clasificadas dentro de los grupos de uso III y IV. De igual forma, es importante que la actualización al presente reglamento sea claro y transparente con el espíritu del diseño y que se revisen las suposiciones de los diferentes procedimientos de análisis y diseños presentes en la NSR-10; realizar este tipo de claridades es la tendencia internacional de los códigos recientes de diseño sismo resistente, independientemente si se usen, o no, métodos de diseño basados en desempeño.

BIBLIOGRAFÍA

Anagnostopoulos, S. A., Kyrkos, M. T., & Stathopoulos, K. G. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthquakes and Structures*, 8(2), 305-377.

Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report no. ATC-40 vols 1 and 2, Redwood City, CA

NSR-10. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, AIS.

Bahmani, P., van de Lindt, J. W., & Dao, T. N. (2013). Displacement-based design of buildings with torsion: Theory and verification. *Journal of Structural Engineering*, 140(6), 04014020.

Blandon, C. A., & Priestley, M. J. N. (2005). Equivalent viscous damping equations for direct displacement-based design. *Journal of earthquake Engineering*, 9(sup2), 257-278.

Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya.

De Stefano, M., & Mariani, V. (2014). Pushover analysis for plan irregular building structures. *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, 34, 429-448.

Fajfar, P., Marušić, D., & Peruš, I. (2005). Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(06), 831-854.

FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA

FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA

González, R. M. (2007). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* (Doctoral dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)).

Moehle, J. P. (1992). Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake spectra*, 8(3), 403-428.

Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Universitat Politècnica de Catalunya.

SEAOC, V. (1995). Performance based seismic engineering of buildings. *Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, USA.*

Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N., & Calvi, G. M. (2006). Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(spec01), 91-124.

Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N., & Calvi, G. M. (2005). Development of an innovative seismic design procedure for frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(spec02), 279-307.

Priestley, M. J. N. (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bullentin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(4), 421-444.

Vides, R. F. (2014). Seismic design and analysis of nonstructural building components. *Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia*, 13.

APÉNDICE

SOFTWARE MIDAS GEN

COMBINACIONES DE CARGA

A continuación, se ilustran las combinaciones consideradas en el software para el chequeo de derivas y diseño de los elementos estructurales.

oad Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design |

Load Combination List

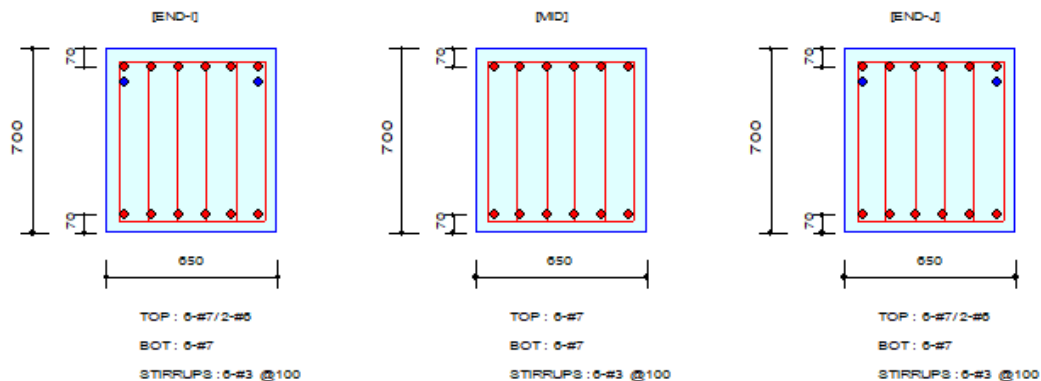
No	Name	Active	Type	D(ST)	L(ST)	PPROPIO(ST)	FHEX(ST)	FHEY(ST)	SISMOX(RS)	SISMOY(RS)
1	CD1	Stren	Add	1.400		1.4000				
2	CD2	Stren	Add	1.200	1.600	1.2000				
3	CD3	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000				
4	CD4	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000				
5	CD5	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000				
6	CD6	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000				
7	CD7	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			0.2500	0.0750
8	CD8	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			0.0750	0.2500
9	CD9	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			-0.2500	0.0750
10	CD10	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			0.0750	-0.2500
11	CD11	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			-0.0750	0.2500
12	CD12	Stren	Add	1.200	1.000	1.2000			-0.0750	-0.2500
13	CD13	Stren	Add	0.900		0.9000				
14	CD14	Stren	Add	0.900		0.9000				
15	CD15	Stren	Add	0.900		0.9000				
16	CD16	Stren	Add	0.900		0.9000				
17	CD17	Stren	Add	0.900		0.9000			0.2500	0.0750
18	CD18	Stren	Add	0.900		0.9000			0.0750	0.2500
19	CD19	Stren	Add	0.900		0.9000			-0.2500	0.0750
20	CD20	Stren	Add	0.900		0.9000			0.0750	-0.2500
21	CD21	Stren	Add	0.900		0.9000			-0.0750	0.2500
22	CD22	Stren	Add	0.900		0.9000			-0.0750	-0.2500
23	CS1	Servi	Add	1.000		1.0000				
24	CS2	Servi	Add	1.000	1.000	1.0000				
25	CS3	Servi	Add	1.000		1.0000				
26	CS4	Servi	Add	1.000		1.0000				
27	CS5	Servi	Add	1.000		1.0000				
28	CS6	Servi	Add	1.000		1.0000				
29	CS7	Servi	Add	1.000		1.0000			0.1750	0.0530
30	CS8	Servi	Add	1.000		1.0000			0.0530	0.1750
31	CS9	Servi	Add	1.000		1.0000			-0.1750	0.0530
32	CS10	Servi	Add	1.000		1.0000			0.0530	-0.1750
33	CS11	Servi	Add	1.000		1.0000			-0.0530	0.1750
34	CS12	Servi	Add	1.000		1.0000			-0.0530	-0.1750
35	CS13	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000				
36	CS14	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000				
37	CS15	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000				
38	CS16	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000				
39	CS17	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			0.1320	0.0400
40	CS18	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			0.0400	0.1320
41	CS19	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			-0.1320	0.0400
42	CS20	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			0.0400	-0.1320
43	CS21	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			-0.0400	0.1320
44	CS22	Servi	Add	1.000	0.750	1.0000			-0.0400	-0.1320
45	CS23	Servi	Add	0.600		0.6000				
46	CS24	Servi	Add	0.600		0.6000				
47	CS25	Servi	Add	0.600		0.6000				
48	CS26	Servi	Add	0.600		0.6000				
49	CS27	Servi	Add	0.600		0.6000			0.1750	0.0530
50	CS28	Servi	Add	0.600		0.6000			0.0530	0.1750
52	CS30	Servi	Add	0.600		0.6000			0.0530	-0.1750
53	CS31	Servi	Add	0.600		0.6000			-0.0530	0.1750
54	CS32	Servi	Add	0.600		0.6000			-0.0530	-0.1750

DISEÑO DE VIGAS

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: tonf, mm
Material Data	: $f_c = 0.00210921$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm ²		
Section Property	: Viga 65x70 (No : 7)	Beam Span	: 7000 mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	9	12
Moment (Mu)	62094.87	45741.22	63084.16
Factored Strength (PhiMn)	63355.60	52219.88	63355.60
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9801	0.8759	0.9957
(+) Load Combination No.	18	18	18
Moment (Mu)	37793.08	33264.63	37108.90
Factored Strength (PhiMn)	52422.12	52219.88	52422.12
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7209	0.6370	0.7079

4. Shear Capacity

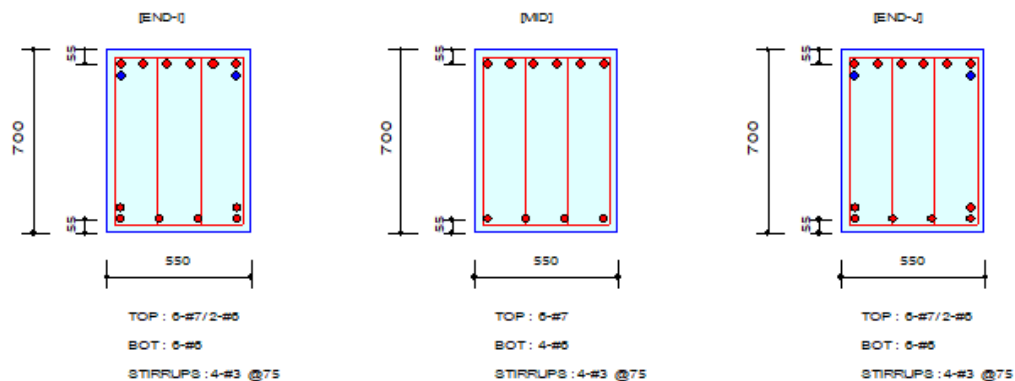
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	9	7
Factored Shear Force (Vu)	48.54	47.41	48.89
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	23.87	24.21	24.21
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	84.94	86.17	86.17
Using Shear Reinf. (AsV)	4258.0560	4258.0560	4258.0560
Using Stirrups Spacing	6-#3 @100	6-#3 @100	6-#3 @100
Check Ratio	0.4461	0.4295	0.4429

Figura 1.A. Diseño Típico Viga 650mm x 700 mm

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: tonf, mm
Material Data	: $f_c = 0.00210921$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm ²		
Section Property	: Viga 55x70 (No : 5)	Beam Span	: 7000 mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	9	9
Moment (Mu)	54990.96	40106.20	54319.75
Factored Strength (PhiMn)	64512.48	53646.78	64512.48
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8524	0.7476	0.8420
(+) Load Combination No.	17	17	17
Moment (Mu)	29641.02	26151.74	29339.30
Factored Strength (PhiMn)	38767.33	27133.94	38767.33
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7646	0.9638	0.7568

4. Shear Capacity

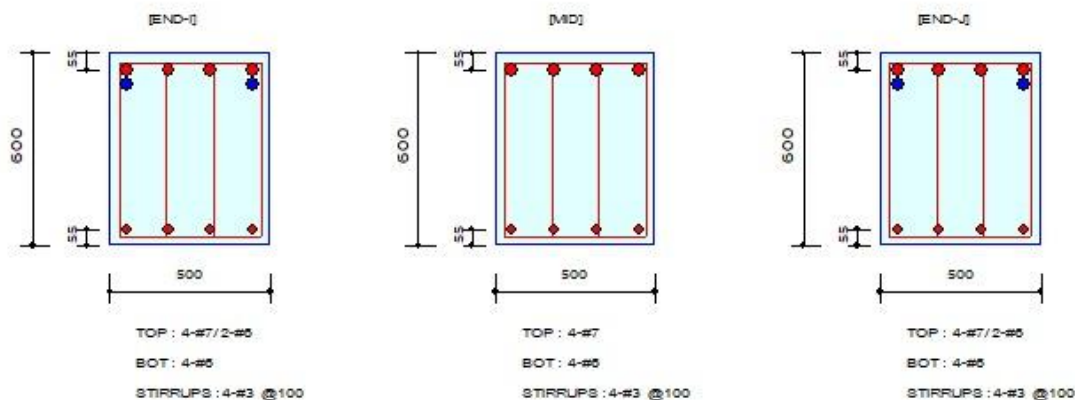
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	9	7
Factored Shear Force (Vu)	43.26	42.23	43.58
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	20.68	20.98	20.50
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	77.33	78.42	76.63
Using Shear Reinf. (AsV)	3784.9387	3784.9387	3784.9387
Using Stirrups Spacing	4-#3 @75	4-#3 @75	4-#3 @75
Check Ratio	0.4414	0.4249	0.4486

Figura 2.A. Diseño Típico Viga 550mm x 700 mm

1. Design Information

Design Code	: NSR-10	Unit System	: tonf, mm
Material Data	: $f_c = 0.00210921$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm ²		
Section Property	: Viga 50x50 (No : 6)	Beam Span	: 7000 mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	9	9
Moment (Mu)	35918.77	24725.94	35358.90
Factored Strength (PhiMn)	39905.66	30212.12	39905.66
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9001	0.8184	0.8861
(+) Load Combination No.	7	7	7
Moment (Mu)	16146.60	14534.81	16246.55
Factored Strength (PhiMn)	22666.07	22597.25	22666.07
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.7124	0.6432	0.7168

4. Shear Capacity

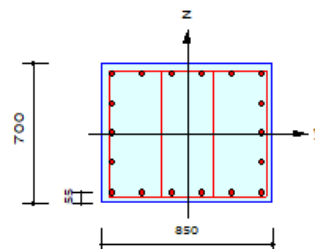
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	9	7
Factored Shear Force (Vu)	29.60	28.70	30.23
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	15.75	16.11	16.11
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	48.58	49.69	49.69
Using Shear Reinf. (AsV)	2838.7040	2838.7040	2838.7040
Using Stirrups Spacing	4-#3 @100	4-#3 @100	4-#3 @100
Check Ratio	0.4601	0.4361	0.4594

Figura 3.A. Diseño típico Viga 500mm x 600 mm

DISEÑO DE COLUMNAS

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM : tonf, mm
 Member Number : 39 (PM), 477 (Shear)
 Material Data : $f_c = 0.00281228$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm²
 Column Height : 3000 mm
 Section Property : Col 85X70 (No : 1)
 Rebar Pattern : 18 - 5 - #7 Ast = 6967.73 mm² (Rhost = 0.012)



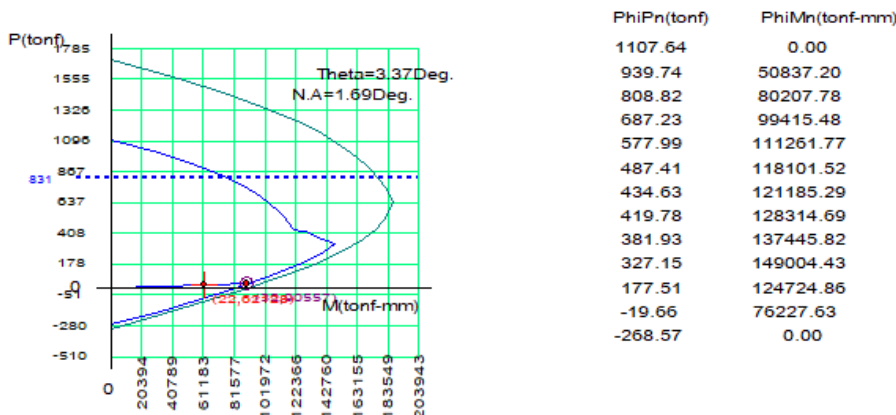
2. Applied Loads

Load Combination : 18 AT (J) Point
 Pu = 21.7792 tonf Mcy = 62019.8 tonf-mm Mcz = 3664.01 tonf-mm
 Mc = $\sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2}$ = 62127.9 tonf-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	PhiPn-max	= 830.733 tonf	
Axial Load Ratio	Pu/PhiPn	= 21.7792 / 31.6365	= 0.688 < 1.000 O.K
Moment Ratio	Mc/PhiMn	= 62127.9 / 90557.2	= 0.686 < 1.000 O.K
	Mcy/PhiMny	= 62019.8 / 90400.2	= 0.686 < 1.000 O.K
	Mcz/PhiMnz	= 3664.01 / 5329.18	= 0.688 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength Vu = 41.5407 tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength PhiVc+PhiVs = 46.3518 + 39.2083 = 85.5601 tonf (As-H_use = 1892.46933 mm²/m, 3|4-#3 @150)
 Shear Ratio Vu/PhiVn = 0.486 < 1.000 O.K

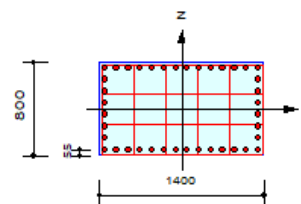
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength Vu = 40.7624 tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength PhiVc+PhiVs = 44.9837 + 19.6042 = 64.5879 tonf (As-H_use = 946.23467 mm²/m, 3|4-#3 @300)
 Shear Ratio Vu/PhiVn = 0.631 < 1.000 O.K

Figura 4.A. Diseño típico de columna 700mm x 850 mm

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM : tonf, mm
 Member Number : 25 (PM), 467 (Shear)
 Material Data : $f_c = 0.00281228$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281 \text{ tonf/mm}^2$
 Column Height : 3000 mm
 Section Property : Col 140x80 (No : 2)
 Rebar Pattern : 40 - 8 - #6 $A_{st} = 11354.8 \text{ mm}^2$ (Rhost = 0.010)



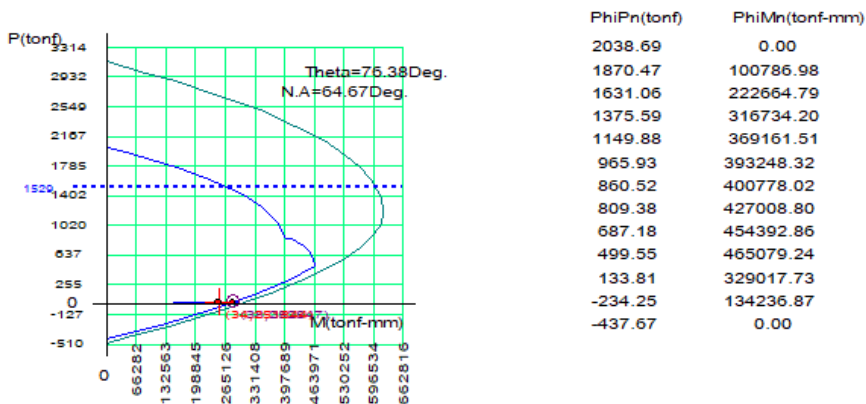
2. Applied Loads

Load Combination : 17 AT (J) Point
 $P_u = 33.8672 \text{ tonf}$ $M_{cy} = 58157.5 \text{ tonf-mm}$ $M_{cz} = 245037 \text{ tonf-mm}$
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 251844 \text{ tonf-mm}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$\Phi P_n\text{-max}$	= 1529.02 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u/\Phi P_n$	= 33.8672 / 37.6363	= 0.900 < 1.000 O.K
Moment Ratio	$M_c/\Phi M_n$	= 251844 / 282847	= 0.890 < 1.000 O.K
	$M_{cy}/\Phi M_{ny}$	= 58157.5 / 66617.0	= 0.873 < 1.000 O.K
	$M_{cz}/\Phi M_{nz}$	= 245037 / 274890	= 0.891 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 79.4418 \text{ tonf}$ (Load Combination : 18)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 78.2248 + 67.9307 = 146.156 \text{ tonf}$ ($A_{s-H_use} = 2838.70400 \text{ mm}^2/\text{m}$, 4#6-#3 @150)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.544 < 1.000$ O.K

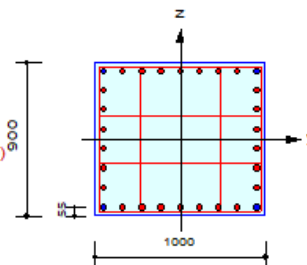
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 79.4418 \text{ tonf}$ (Load Combination : 18)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 78.3866 + 33.9654 = 112.352 \text{ tonf}$ ($A_{s-H_use} = 1419.35200 \text{ mm}^2/\text{m}$, 4#6-#3 @300)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.707 < 1.000$ O.K

Figura 5.A. Diseño típico de columna 800mm x 1400mm

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM : tonf, mm
 Member Number : 35 (PM), 475 (Shear)
 Material Data : $f_c = 0.00281228$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm²
 Column Height : 3000 mm
 Section Property : Col 100x80 (No : 9)
 Rebar Pattern : 30 - 8 - #6(#7) $A_{st} = 8929.01$ mm² ($R_{host} = 0.010 < R_{homin} = 0.010$)



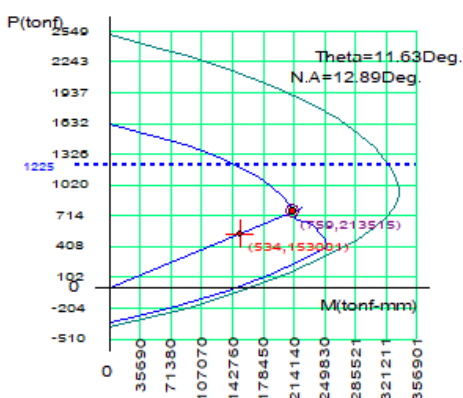
2. Applied Loads

Load Combination : 8 AT(J) Point
 $P_u = 533.935$ tonf $M_{cy} = 149838$ tonf-mm $M_{cz} = 30949.0$ tonf-mm
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 153001$ tonf-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	ΦP_n -max	= 1224.83 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u/\Phi P_n$	= 533.935 / 758.587	= 0.704 < 1.000 O.K
Moment Ratio	$M_c/\Phi M_n$	= 153001 / 213515	= 0.717 < 1.000 O.K
	$M_{cy}/\Phi M_{ny}$	= 149838 / 209129	= 0.716 < 1.000 O.K
	$M_{cz}/\Phi M_{nz}$	= 30949.0 / 43055.6	= 0.719 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



ΦP_n (tonf)	ΦM_n (tonf-mm)
1633.10	0.00
1492.07	60761.52
1292.88	126296.54
1088.03	173850.66
906.57	200736.57
758.59	213514.99
673.61	217786.07
634.46	231818.25
543.57	246397.72
410.16	253295.19
133.21	186223.05
-172.24	82909.68
-344.17	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 79.2482$ tonf (Load Combination : 18)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 65.2856 + 64.2075 = 129.493$ tonf ($A_{s-H_use} = 2365.58667$ mm²/m, 4|5-#3 @150)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.612 < 1.000$ O.K

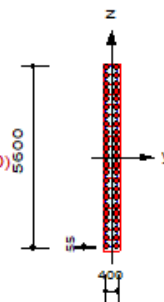
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 79.2482$ tonf (Load Combination : 18)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 65.4167 + 32.1037 = 97.5204$ tonf ($A_{s-H_use} = 1182.79333$ mm²/m, 4|5-#3 @300)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.813 < 1.000$ O.K

Figura 6.A. Diseño típico de columna 900mm x 1000 mm

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM : tonf, mm
 Member Number : 4399 (PM), 4392 (Shear)
 Material Data : $f_c = 0.00281228$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm²
 Column Height : 500 mm
 Section Property : Muro 400x5600-3 (No : 11)
 Rebar Pattern : 46 - 23 - #4 $A_{st} = 5935.47$ mm² ($R_{host} = 0.003 < R_{homin} = 0.010$)



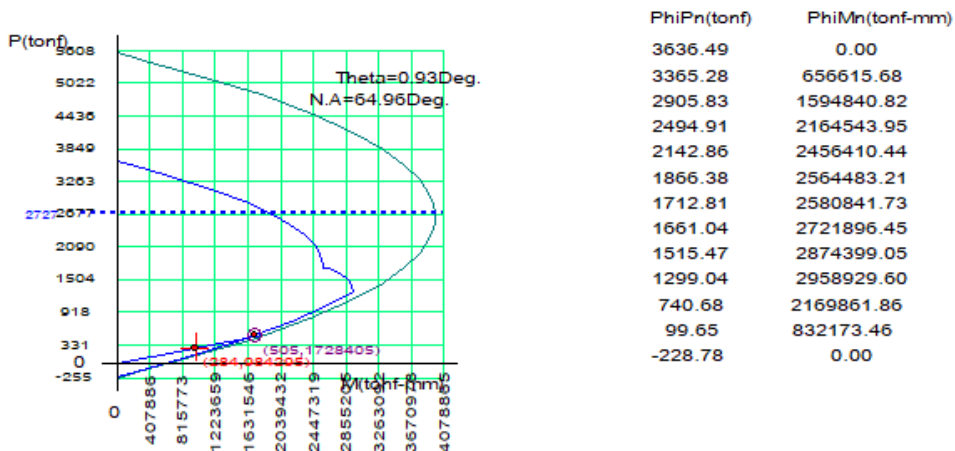
2. Applied Loads

Load Combination : 17 AT (J) Point
 $P_u = 284.383$ tonf $M_{cy} = 984158$ tonf-mm $M_{cz} = 16478.8$ tonf-mm
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 984295$ tonf-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n\text{-max} = 2727.37$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 284.383 / 504.674 = 0.563 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\Phi M_n = 984295 / 1728405 = 0.569 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 984158 / 1728177 = 0.569 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 16478.8 / 28069.6 = 0.587 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 41.3675$ tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 150.991 + 149.425 = 300.416$ tonf ($A_s\text{-H}_{use} = 13483.84400$ mm²/m, 19|2-#3 @100)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.138 < 1.000$ O.K

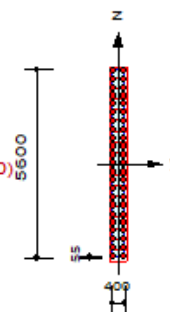
6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 41.3675$ tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 151.058 + 149.425 = 300.482$ tonf ($A_s\text{-H}_{use} = 13483.84400$ mm²/m, 19|2-#3 @100)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.138 < 1.000$ O.K

Figura 7.A. Diseño típico de columna 400mm x 5600 mm

1. Design Condition

Design Code : NSR-10 UNIT SYSTEM : tonf, mm
 Member Number : 4363 (PM), 4380 (Shear)
 Material Data : $f_c = 0.00281228$, $f_y = 0.0428281$, $f_{ys} = 0.0428281$ tonf/mm²
 Column Height : 500 mm
 Section Property : Muro 400x5600-8 (No : 12)
 Rebar Pattern : 46 - 23 - #4 $A_{st} = 5935.47$ mm² ($R_{host} = 0.003 < R_{homin} = 0.010$)



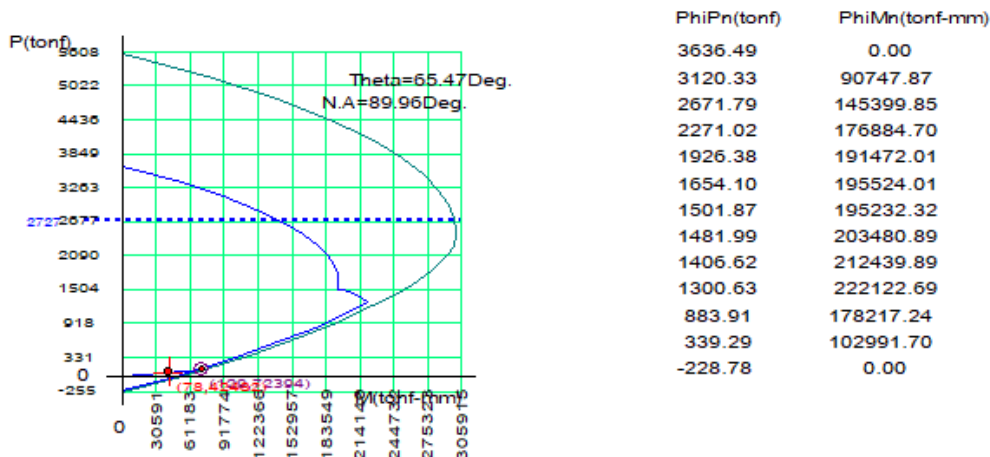
2. Applied Loads

Load Combination : 18 AT (I) Point
 $P_u = 77.5102$ tonf $M_{cy} = 17702.7$ tonf-mm $M_{cz} = 38617.3$ tonf-mm
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 42481.5$ tonf-mm

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$\Phi P_n\text{-max}$	= 2727.37 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u/\Phi P_n$	= 77.5102 / 129.312	= 0.599 < 1.000 O.K
Moment Ratio	$M_c/\Phi M_n$	= 42481.5 / 72394.1	= 0.587 < 1.000 O.K
	$M_{cy}/\Phi M_{ny}$	= 17702.7 / 30055.6	= 0.589 < 1.000 O.K
	$M_{cz}/\Phi M_{nz}$	= 38617.3 / 65860.2	= 0.586 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Strength $V_u = 46.2895$ tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 145.165 + 149.425 = 294.590$ tonf ($A_s-H_{Use} = 13483.84400$ mm²/m, 19|2-#3 @100)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.157 < 1.000$ O.K

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Strength $V_u = 46.2895$ tonf (Load Combination : 12)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 145.232 + 149.425 = 294.657$ tonf ($A_s-H_{Use} = 13483.84400$ mm²/m, 19|2-#3 @100)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.157 < 1.000$ O.K

Figura 8.A. Diseño típico de columna 400mm x 5600 mm

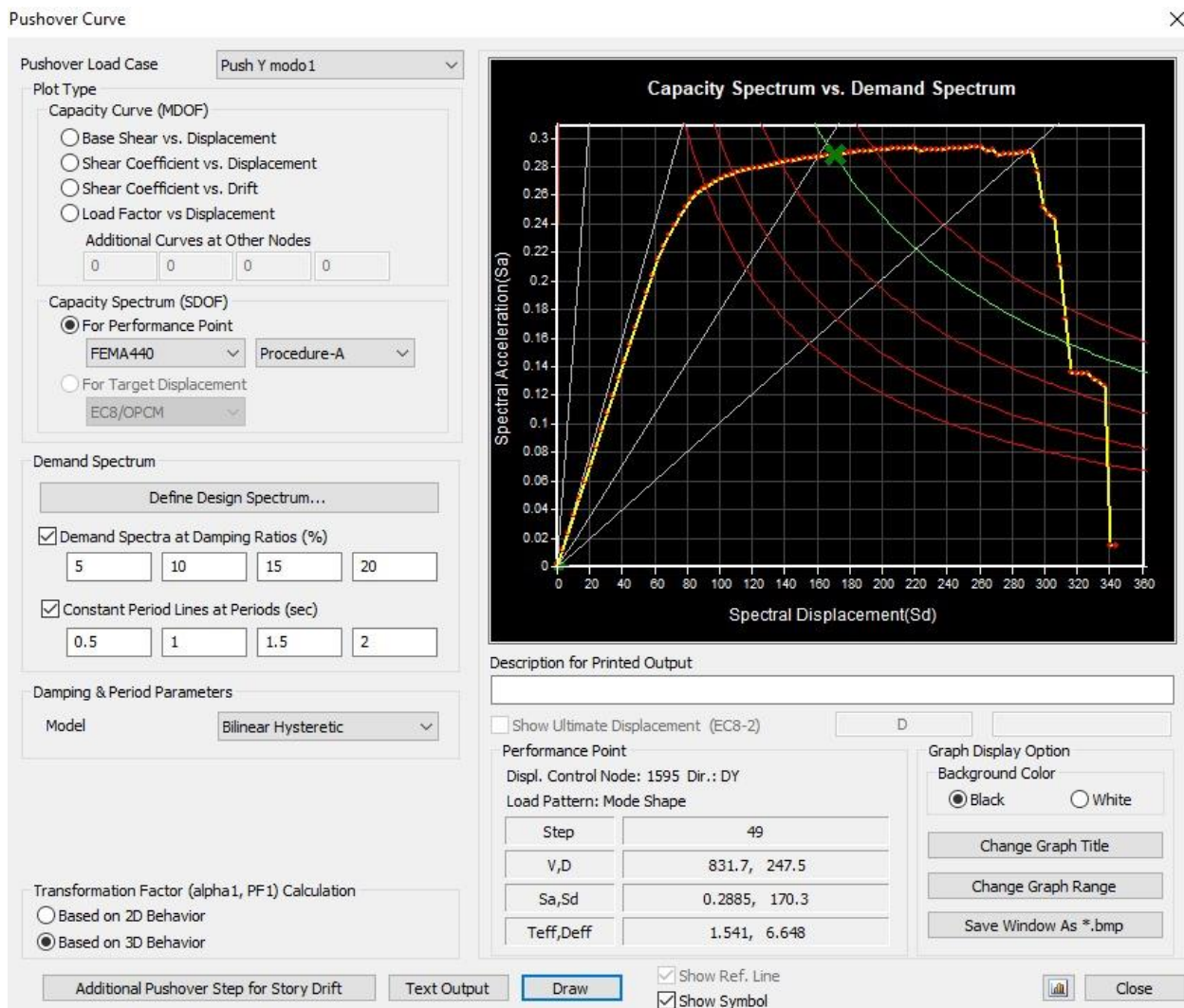


Figura 9.A. Punto de desempeño Eje Principal Y

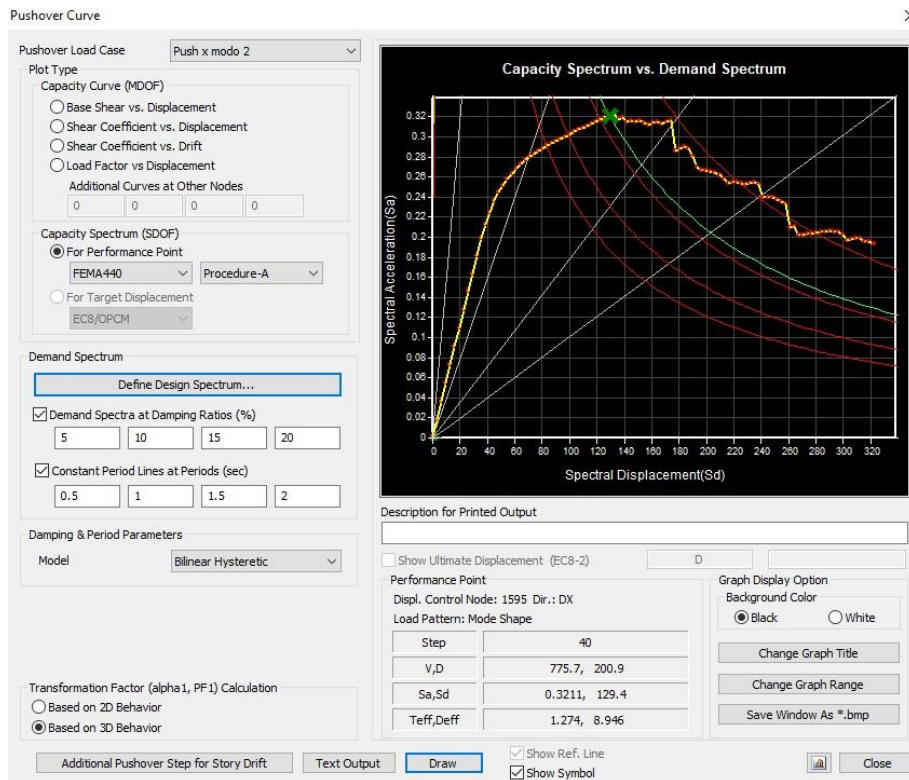


Figura 10 A. Punto de desempeño Eje Principal X